

GOVERNO DO ESTADO



# GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ SECRETARIA DOS RECURSOS HIDRICOS

## ADUTORA DO RIO BANABUIÚ À IBICUITINGA MUNICÍPIO DE IBICUITINGA

### PROJETO EXECUTIVO VOLUME 1 - MEMORIAL DESCRITIVO TOMO I - HIDRÁULICO

**ENGESOFT**  
Engenharia e Consultoria LTDA

FORTALEZA JUNHO DE 1995

FOLHA DE DADOS - GED/SRH

TIPO DE DOCUMENTO: Relatório  
 Identidade GED: 0160/04101  
 Lote: 1490  
 Nº de Registro: 96/1720  
 Autores: Enge Soft / SRH  
 Programa: PROURB - G.  
 Título: Adutora do Rio Baralruí à Iticutinga  
 Sub-Título 1: Projeto executivo  
 Sub-Título 2: Memorial descritivo / Hidráulico  
 Nº de Páginas: 129 p.  
 Volume: 1  
 Tomo: 1  
 Editor: Enge Soft  
 Data de Publicação (mês/ano): Junho / 1995  
 Local de Publicação: Fortaleza

Localização da Obra

Tipo de Empreendimento:

<input type="checkbox"/> Barragem	<input type="checkbox"/> Açude	<input checked="" type="checkbox"/> Adutora	<input type="checkbox"/> Canal / Eixo de Transp.	<input type="checkbox"/> Outro
Rio / Riacho Barrado:		Fonte Hídrica:		
		<u>Rio Baralruí</u>		

Bacia: Jaguarete  
 Sub-bacia: Baralruí  
 Municípios: Iticatinga  
 Distrito: \_\_\_\_\_  
 Microregião: Baixo Jaguaribe  
 Estado: Ceará



# GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ

## SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS

### ADUTORA DO RIO BANABUIÚ À IBICUITINGA

- MUNICÍPIO DE IBICUITINGA -

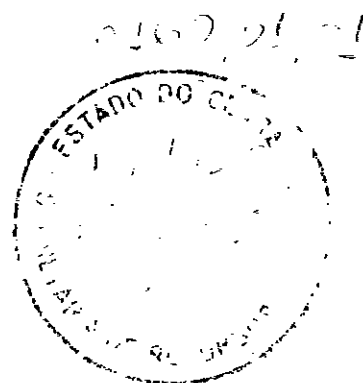
### PROJETO EXECUTIVO VOLUME 1 - MEMORIAL DESCRITIVO TOMO I - HIDRÁULICO



Lote 01490 - Prep (X) Scan ( ) Index ( )  
Projeto N° 16010101  
Volume \_\_\_\_\_  
Qtd A1 \_\_\_\_\_ Qtd A3 \_\_\_\_\_  
Qtd A2 \_\_\_\_\_ Qtd A1 \_\_\_\_\_  
Qtd A0 \_\_\_\_\_ Outros \_\_\_\_\_

# **MEMORIAL DESCRITIVO**

## **HIDRÁULICO**



**RIO BANABUIÚ À IBICUITINGA**

000003

## ÍNDICE

	<b>Páginas</b>
<b>APRESENTAÇÃO .....</b>	<b>4</b>
<b>1 - INTRODUÇÃO .....</b>	<b>7</b>
<b>2. - PREMISSAS DO PROJETO.....</b>	<b>12</b>
<b>3. - VAZÕES DE PROJETO .....</b>	<b>14</b>
<b>4. - QUALIDADE DA ÁGUA DE ABASTECIMENTO.....</b>	<b>17</b>
<b>5. - ADUTORA .....</b>	<b>20</b>
<b>5.1 - DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA.....</b>	<b>21</b>
<b>5.2 - ARRANJO DO SISTEMA DO BOMBEAMENTO.....</b>	<b>38</b>
<b>5.3 - ANÁLISE DOS TRANSITÓRIOS HIDRÁULICOS .....</b>	<b>39</b>
<b>5.4 - ÓRGÃOS ACESSÓRIOS DA CANALIZAÇÃO.....</b>	<b>60</b>
<b>5.5 - TORNEIRA PÚBLICA.....</b>	<b>73</b>
<b>6. - TRATAMENTO DA ÁGUA.....</b>	<b>74</b>
<b>6.1 - PRELIMINARES .....</b>	<b>75</b>
<b>6.2 - COMPONENTES .....</b>	<b>75</b>
<b>6.3 - DIMENSIONAMENTO DA ETA.....</b>	<b>78</b>
<b>6.4 - PRODUTOS QUÍMICOS.....</b>	<b>90</b>
<b>7. - RESERVAÇÃO - RESERVATÓRIO.....</b>	<b>94</b>
<b>7.1 - PRELIMINARES .....</b>	<b>95</b>
<b>7.2 - DETALHES DOS RESERVATÓRIOS .....</b>	<b>97</b>
<b>7.3 - RESERVATÓRIO(S) PROJETADO(S) .....</b>	<b>100</b>

<b>8. - ADMINISTRAÇÃO DE SERVIÇOS DE ÁGUA.....</b>	<b>104</b>
<b>8.1 - INTRODUÇÃO .....</b>	<b>105</b>
<b>8.2 - A NATUREZA JURÍDICA.....</b>	<b>105</b>
<b>8.3 - DIFICULDADE DE IMPLANTAÇÃO .....</b>	<b>106</b>
<b>8.4 - GERENCIAMENTO.....</b>	<b>107</b>
<b>8.5 - ORGANIZAÇÃO DE UM SERVIÇO DE ÁGUA.....</b>	<b>109</b>
<b>8.6 - PRINCIPAIS DIFICULDADES .....</b>	<b>112</b>
<b>8.7 - PROCEDIMENTOS DE SERVIÇOS .....</b>	<b>113</b>
<b>8.8 - CONTABILIDADE E ORÇAMENTO .....</b>	<b>115</b>
<b>8.9 - REGISTROS E RELATÓRIOS.....</b>	<b>116</b>
<b>9. - BIBLIOGRAFIA UTILIZADA.....</b>	<b>128</b>

## APRESENTAÇÃO

---

## **APRESENTAÇÃO**

Este conjunto de documentos se constitui no relatório final do Projeto Executivo da Adutora que liga o Rio Banabuiú à Sede Municipal de Ibicuitinga, desenvolvido no âmbito de contrato firmado entre ENGESOFT-Engenharia e Consultoria Ltda e a SRH-Secretaria de Recursos Hídricos do estado do Ceará

No global, este relatório final está composto dos seguintes documentos

### **VOLUME 1 MEMORIAL DESCRITIVO**

Tomo 1 Hidráulico

Tomo 2 Elétrico e Estrutural

### **VOLUME 2 DESENHOS**

Tomo 1 Perfil da Adutora

Tomo 2 Captação / Tomada d'água e E E

ETA

Reservatório

Estação Elevatória

Torneira Pública

### **VOLUME 3 ORÇAMENTO E QUANTITATIVO**

### **VOLUME 4 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS**

### **VOLUME 5 NORMAS PARA MEDIÇÃO E PAGAMENTO DO FORNECIMENTO DE EQUIPAMENTOS E DA EXECUÇÃO DE SERVIÇOS**



O presente documento denominado Projeto Executivo da adutora Rio Banabuiú à Ibicuitinga tem como finalidade e conteúdo os tópicos a seguir descritos

- Descrever sumariamente as premissas do projeto a serem consideradas,
- Desenvolver a solução adotada para a área a nível de projeto executivo,
- Fornecer especificações à administração da obra para a execução de serviços e fornecimento de materiais, de modo a prover condições para a correta execução do projeto,
- Fornecer normas para medição e pagamento do fornecimento de equipamentos e da execução de serviços, de modo a prover condições para correta medição do Projeto Executivo,
- Fornecer quantitativos e custos de serviços e materiais para o sistema de abastecimento d'água,
- Fornecer desenhos do projeto do sistema de abastecimento d'água, contendo plantas de cálculo e de execução

O documento o qual se lê constitui o Tomo 1 do Volume 1 - Projeto Executivo da Adutora Rio Banabuiú à Ibicuitinga - Memorial Descritivo - Hidráulico

## 1 - INTRODUÇÃO

---

## 1. - INTRODUÇÃO

O presente relatório versa sobre o projeto da adutora do Rio Banabuiú à Ibicuitinga, elaborado pela Engesoft - Engenharia e Consultoria Ltda, em decorrência do contrato firmado com a Secretaria de Recursos Hídricos

A seguir apresentaremos a síntese informativa de dados técnicos do sistema

### DADOS GERAIS

**Município:** IBICUITINGA - CE O mapa da localização encontra-se na figura 1 1

**Localidades Beneficiadas:** Ibicuitinga, Juazeiro de Baixo, Novo Juazeiro, Lagoa da Carnaúbas, Sítio Aroeiras, Lagoa do Mato, Sítio Salão, Lagoa da Pedra, Lagoa das Marrecas, Fazenda Castelo, Sítio Currais, Fazenda Carnaubinha, CE-046, Candezinho, Açude dos Pinheiros

**População Beneficiada:** No projeto foi considerada a população do ano no horizonte de projeto 2015 que projetada ficou em 6 280 habitantes

**Vazão Média:** 18,06 l/s

### CARACTERÍSTICA DO SISTEMA PROJETADO

**Manancial:** Será o Rio Banabuiú nas proximidades da localidade de Juazeiro de Baixo

**Captação:** Será feita através de uma estação de bombeamento flutuante para uma vazão de 20,76 l/s e 10 c v

**Adução:** A adutora está dividida em 7 trechos de diversos tamanhos sua extensão total prevista é cerca de 32.00 Km

1º trecho 280 m - 150 mm - 1 MPa

2º trecho 1 660 m - 150 mm - K7

1 660 m - 150 mm - 1 MPa

3º trecho 9 660 m - 150 mm - K7  
6 440 m - 150 mm - 1 Mpa  
4º trecho 4 740 - 150 mm - K7  
3 180 - 150 mm - 1 MPa  
5º trecho 1 560 m - 150 mm - 1 MPa  
6º trecho 1 000 m - 50 mm - K9  
7º trecho 2 895 m - 75 mm - K9

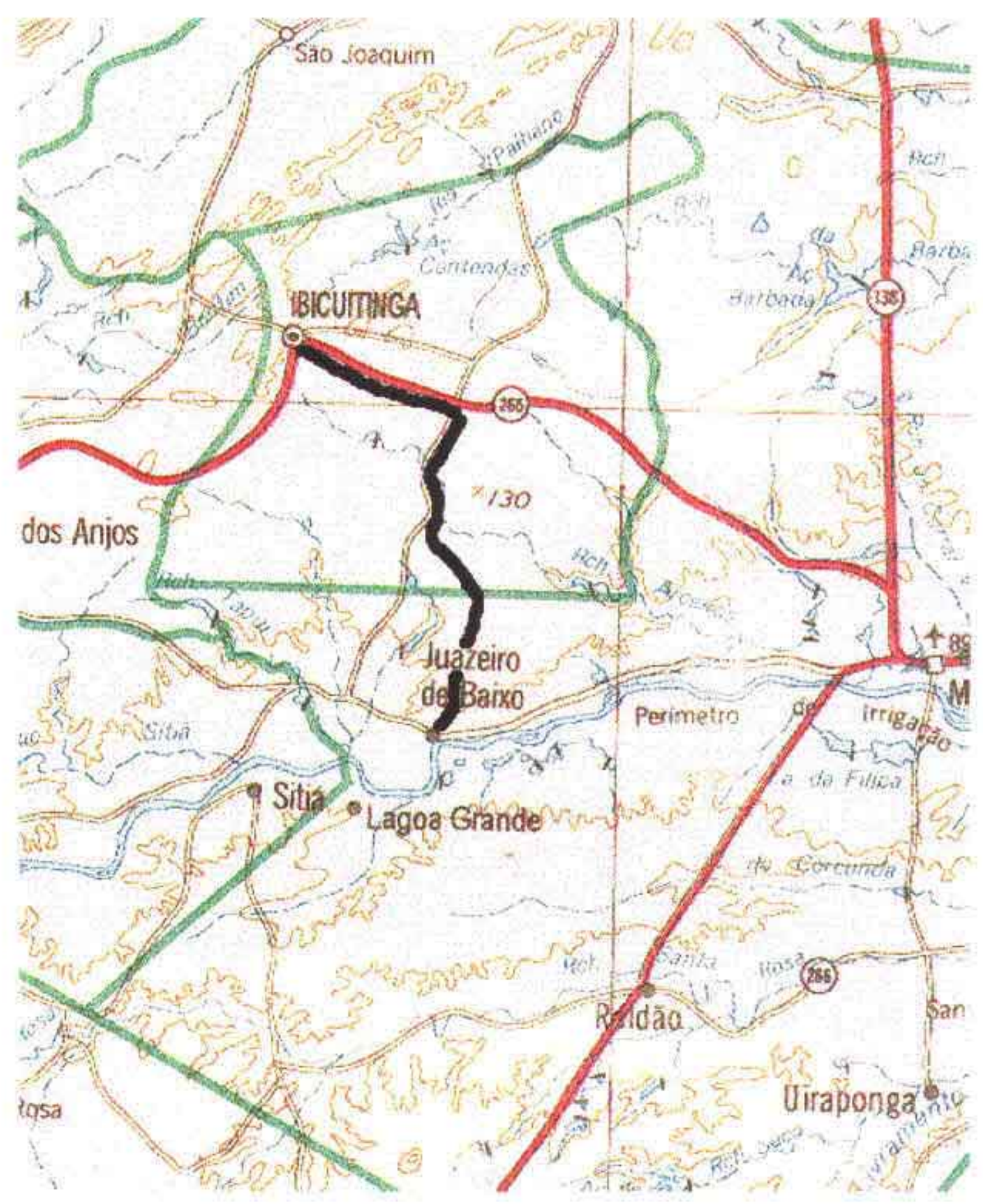
**Tratamento:** Por se tratar de água superficial, a opção adotada é a filtração por fluxo ascendente com função também de clarificação. Haverá uma cloração do afluyente filtrado e está prevista uma fluoretação. Suas unidades físicas são três filtros de 2,00 m de diâmetro com taxa de filtração 190,41 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> dia

**Reservação:** Está previsto um Reservatório Elevado de 80 m<sup>3</sup>, e dois Reservatórios Apoiados sendo um de 300 m<sup>3</sup> e o outro de 80 m<sup>3</sup>

**Estação Elevatória:** Quatro (4) estações elevatórias são necessárias para recalcar a água tratada através da adutora. A primeira e a terceira com uma potência de 40 c v cada uma, a segunda de 75 c v e a quarta apenas 6 c v

O custo total previsto da adutora é de R\$ 1 869 918,92 (Hum milhão, oitocentos e sessenta e nove mil, novecentos e dezoito reais e noventa e dois centavos )







L  
A  
Y  
|  
O  
U  
T  
  
D  
O  
  
S  
I  
S  
T  
E  
M  
A

## 2. - PREMISSAS DO PROJETO

---

## 2. - PREMISAS DO PROJETO

### IBICUITINGA

População urbana atual (1995)	2 600 hab
Ano horizonte do projeto	20 anos
População para o ano 2015	5 200 hab
Taxa de ocupação	5 hab /resid
Coeficiente do dia de maior consumo	K1 = 1,15
Coeficiente da hora de maior consumo	k2 = 1,30
Coeficiente da hora de menor consumo	k3 = 0,50
Consumo per capita	150 l/hab./dia
População abastecível	100%

### OUTRAS LOCALIDADES BENEFICIADAS, COM A POPULAÇÃO PARA O ANO 2 015

Juazeiro de baixo	1 615 hab
Novo Juazeiro (Caatinga)	65 hab
Lagoa das Carnaúbas	1 165 hab
Sítio Aroeiras	325 hab
Lagoa do Mato	65 hab
Sítio Salão	195 hab
Lagoa da Pedra	40 hab
Lagoa das Marrecas	40 hab
Fazenda Castelo	40 hab
Sítio Currais	95 hab
Fazenda Carnaubinha	65 hab
CE 046	130 hab
Canidezinho	390 hab
Açude dos Pinheiros	970 hab



A faint, circular stamp or seal is visible in the lower right quadrant of the page, partially overlapping the section header. It contains illegible text and a central emblem.

### 3. - VAZÕES DE PROJETO

---

### 3. - VAZÃO DE PROJETO

#### Generalidades

As vazões de projeto foram determinadas pela expressão  $Q = \frac{k \cdot p \cdot q}{86\,400}$ ,

onde

p é a população abastecível,

q é a taxa de consumo,

k é o coeficiente de reforço

Vazões no horizonte de projeto (vazão total)

vazão média

$$Q = \frac{1,0 \cdot 10\,400 \cdot 150}{86\,400}$$

$$Q = 18,06 \text{ l/s}$$

Vazão do dia de maior consumo

$$Q1 = \frac{1,15 \cdot 10\,400 \cdot 150}{86\,400}$$

$$Q1 = 20,76 \text{ l/s}$$

Vazão na hora de maior consumo

$$Q3 = \frac{1,30 \cdot 10\,400 \cdot 150}{86\,400}$$

$$Q3 = 23,47 \text{ l/s}$$

Vazão no dia e na hora de maior consumo

$$Q12 = \frac{1,50 \cdot 10\,400 \cdot 150}{86\,400}$$

$$Q12 = 27,08 \text{ l/s}$$

Vazão na hora de menor consumo

$$Q3 = \frac{0,5 \cdot 10400 \cdot 150}{86400}$$

$$Q3 = 9,03 \text{ l/s}$$

Utilizando o mesmo raciocínio, as vazões necessárias ao abastecimento d'água por vilarejos são mostradas no Quadro 3.1 a seguir

**QUADRO 3.1**  
**Vazão por vilarejo - vazão total**

ITEM	Q (l/s)	Q1 (l/s)	Q2 (l/s)	Q12 (l/s)	Q3 (l/s)
Juazeiro de Baixo	2,83	3,26	3,68	4,25	1,40
Novo Juazeiro (Caatinga)	0,11	0,12	0,14	0,16	0,06
Lagoa de Carnaúbas	2,02	2,32	2,62	3,03	1,00
Sítio Aroeiras	0,56	0,65	0,72	0,84	0,28
Lagoa do Mato	0,11	0,12	0,14	0,16	0,06
Sítio Salão	0,34	0,39	0,44	0,51	0,17
Lagoa da Pedra	0,07	0,08	0,09	0,11	0,04
Lagoa das Marrecas	0,07	0,08	0,09	0,11	0,04
Fazenda Castelo	0,07	0,08	0,09	0,11	0,04
Sítio Currais	0,16	0,18	0,21	0,24	0,08
Fazenda Carnaubinha	0,11	0,12	0,14	0,16	0,06
CE 046	0,22	0,26	0,29	0,32	0,11
Canindezinho	0,68	0,78	0,90	1,02	0,34
Ibicutinga	9,03	10,38	11,74	13,54	4,51
Açude dos Pinheiros	1,68	1,94	2,18	2,52	0,84
<b>TOTAL</b>	<b>18,06</b>	<b>20,76</b>	<b>23,47</b>	<b>27,08</b>	<b>9,03</b>

#### 4. - QUALIDADE DA ÁGUA DE ABASTECIMENTO

---

#### 4. - QUALIDADE DA ÁGUA DE ABASTECIMENTO

O Conselho Nacional do Meio Ambiente, no uso das atribuições que lhe confere o Art 7º. Inciso IX. do Decreto 88 351, de 1º de junho de 1983 e o que estabelece a RESOLUÇÃO / CONAMA, de 05 de junho de 1984, resolve estabelecer a classificação das águas doces, salobras e salinas do Território Nacional

Para tal resolução, os seguintes itens, dentre outros, foram considerados

- a classificação das águas é essencial à defesa de seus níveis de qualidade, avaliados por parâmetros e indicadores específicos, de modo a assegurar seus usos pré-ponderantes

- A saúde e o bem estar humano, bem como o equilíbrio ecológico aquático, não devem ser afetados como consequência da deterioração da qualidade das águas

As águas do Rio Banabuiú deverão se enquadrar, no máximo, na classe III da classificação das águas, após tratamento, de acordo com a resolução Nº 020 de 18 de junho de 1986 do Conselho Nacional de Meio Ambiente

O controle de águas de abastecimentos é fundamental para a manutenção e a melhoria da qualidade de vida da população. Quando águas de abastecimento provêm de sistemas utilizados exclusivamente para este fim, o problema é relativamente mais simples e o acompanhamento pode ser feito com metodologia pouco complexa e adequada. Quando, entretanto, as águas de abastecimento provêm de sistemas utilizados para múltiplos fins (como é, normalmente, o caso em muitos sistemas de abastecimento), finalidades estas diversificadas tais como, recreação, produção de energia, irrigação e produção de biomassa, a situação é muito mais complexa e demanda um conhecimento aprofundado dos processos e mecanismos de funcionamento do sistema

Cabe a SRH o controle de águas tanto para abastecimento como para os diversos usos a que se destinam. O monitoramento das águas superficiais e

subterrâneas é fundamental para a manutenção da qualidade da água como para a democratização da quantidade disponível em benefício a toda população

**5. - ADUTORA**

---

## 5. - ADUTORA

### 5.1 - DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA

Metodologia de cálculo - 1º trecho captação à ETA

- Adução da Água Bruta

A adução da água bruta será por recalque

- Vazão do Dimensionamento

A vazão de dimensionamento é a referente ao valor médio no dia de maior consumo

$$Q_1 = \frac{K_1 \cdot P \cdot q}{86400}$$

$$Q_1 = 20,76 \text{ l/s}$$

- Diâmetro da tubulação

Para a primeira idéia de dimensão do diâmetro da tubulação foi utilizada a fórmula de Bresse

$$D = K\sqrt{Q} \text{ onde } D \text{ é o Diâmetro da tubulação, em metros,}$$

Q é a Vazão de dimensionamento, em m<sup>3</sup>/s,

K é o Coeficiente que reflete a velocidade média da tubulação (adimensional)

$$D = 1,1\sqrt{0,02076} = 0,1585 \text{ m}$$

$$D = 158,49 \text{ mm}$$

Valor comercial adotado D = 150 mm



- Velocidade no tubo

A velocidade no tubo será

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

$$V = \frac{4 \cdot 0,02076}{\pi \cdot (0,15)^2}$$

$$V = 1,17 \text{ m/s}$$

A velocidade está dentro dos limites aceitáveis para linha de recalque, pois

$$0,60 < V < 2,40 \text{ m/s}$$

A velocidade também se encontra dentro dos limites da "velocidade econômica"

$$0,57 < V_e < 1,28 \text{ m/s}$$

- Perda de Carga Unitária

A perda de Carga Unitária foi calculada pela fórmula de Hazen-Williams:

$$J = 10,643 \cdot Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87} \text{ onde,}$$

J é a perda de carga unitária, m/m.

C é o Coeficiente que depende da natureza das paredes do tubo (adimensional),

- Perda de carga na adutora

A perda de carga ao longo da adutora será calculada segundo a seguinte expressão

$$\Delta h_a = 10,643 \cdot Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87} \cdot L \text{ onde,}$$

L é o comprimento total do trecho da adutora

Então

$$\Delta h_a = 5,380 \cdot Q^{1,85}$$

Este resultado é para tubos de material em FºFº ou Aço, cujo C é igual a 130. No caso de utilizar materiais de plástico (PVC, RPVC e PEAD), o valor de C será 140.

- Perda de Carga Localizada

Para as peças especiais, as perdas de carga foram calculadas utilizando-se a fórmula de Hazen-Willans, considerando seus comprimentos equivalentes

#### a) Perda de carga na sucção ( $\Delta h_s$ )

O diâmetro recomendado para a sucção é o imediatamente superior ao diâmetro de recalque ( $\varnothing =$  )

Peças

01 válvula de pé com crivo

01 tubo (2x)

01 curva 90º

01 redução excêntrica ( x )

01 redução excêntrica ( x )

Leq total

$$\Delta h_s = 10,643 \cdot Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87} \cdot L$$

$$\Delta h_s = Q^{1,85}, \text{ sendo } Q \text{ a vazão da bomba}$$

O primeiro trecho usará captação flutuante não tendo estes materiais acima descrito

**b) Perda de Carga no Recalque ( $\Delta hr$ )**

Peças	Leq (m)
1 redução normal (50 x )	0,30
1 redução normal (150 x 50)	0,90
Válvula de retenção	15,00
Registro de Gaveta	1,20
Curva 90° (3 x)	13,50
Tubo (3x)	3,00
Tê passagem direta	3,00
<b>Leq Total</b>	<b>36,90</b>

$$\Delta hr = 10.643 \cdot Q^{1.85} \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot L$$

$$\Delta hr = 496 Q^{1.85}, \text{ sendo } Q \text{ a vazão da bomba}$$

- Perda de Carga Total ( $\Delta ht$ )

$$\Delta ht = \Delta hs + \Delta hr + \Delta ha$$

$$\Delta ht = (0.0 + 496 + 5\,380) Q^{1.85}$$

$$\Delta ht = 5\,876 Q^{1.85}$$

- Demais Trechos

Utilizando a mesma sequência de fórmulas para os demais trechos teremos como resultante o seguinte quadro 5.1 a seguir

### Quadro 5.1

#### Perda de carga altura manométrica total

TRECHO	VAZÃO (l/s)	DIÂMETRO (mm)	VELOCIDADE (m/s)	COMPRIMEN (m)	EXPRESSÃO DA PERDA DE CARGA EM FUNÇÕES DE Q (m <sup>3</sup> /s)	PERDA DE CARGA (mca)	HMT (mca)
1º	20,76	150	1,17	280	$4\,262\, Q^{1,85}$	3,28	20,08
2º	17,50	150	0,99	3\,320	$45\,480\, Q^{1,85}$	25,55	90,55
3º	17,50	150	0,99	16\,100	$217\,365\, Q^{1,85}$	122,13	137,13
4º	12,32	150	0,70	7\,920	$107\,349\, Q^{1,85}$	31,50	101,51
5º	13,54	150	0,77	1\,560	$21\,520\, Q^{1,85}$	7,52	-8,60
6º	1,94	50	0,99	1\,000	$2\,834\,078\, Q^{1,85}$	27,22	58,22
7º	2,52	75	0,57	2\,865	$1\,127\,624\, Q^{1,85}$	17,57	-21,43

- Equação da Curva do Sistema - 1º Trecho

O quadro 5.2 mostra a planilha de cálculo das perdas de carga na adutora desde a sucção até a entrada da câmara de carga da ETA

**Quadro 5.2**  
**Perda de Carga em Função da vazão**

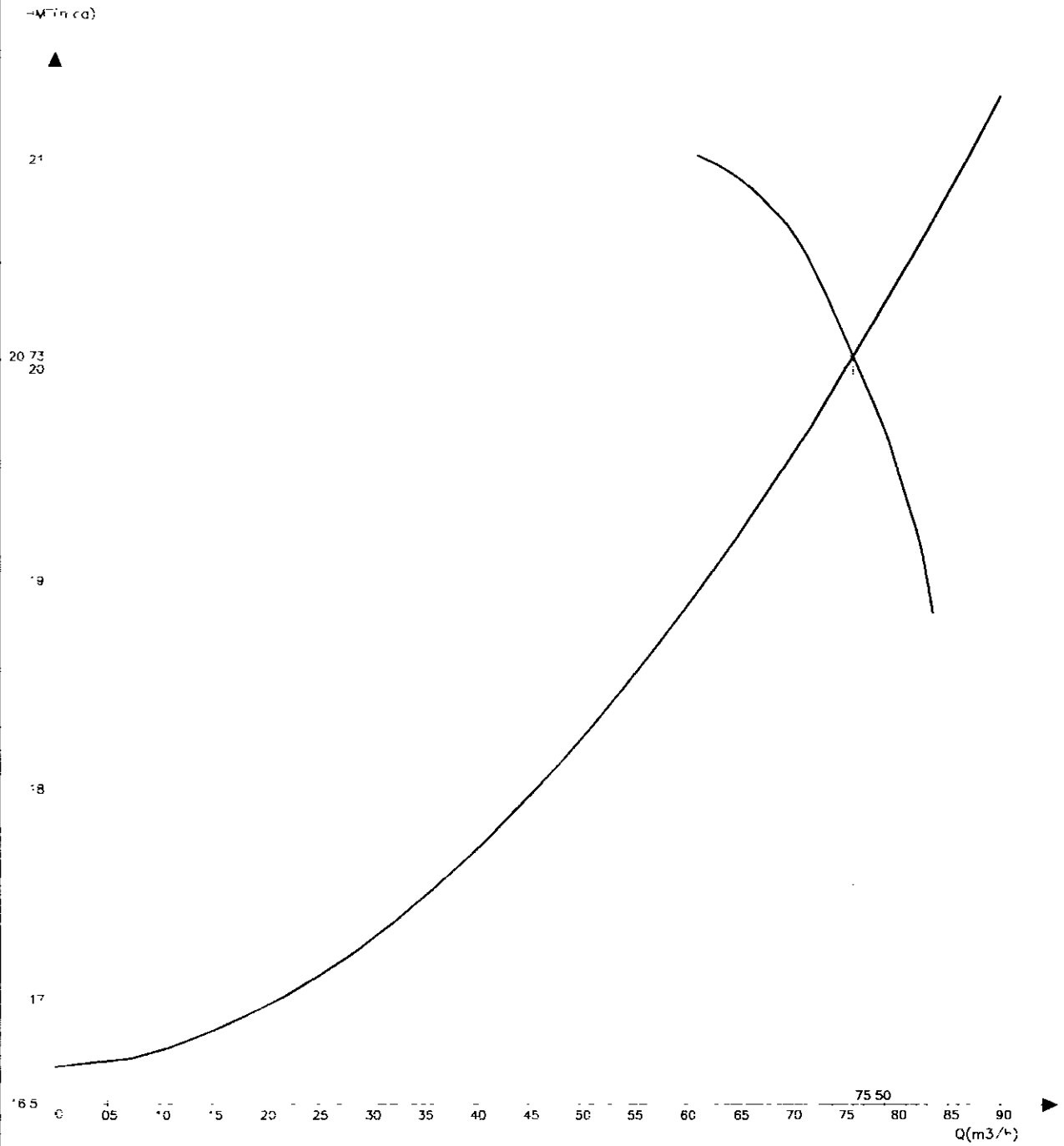
VAZÃO		HMT (mca)
m3/h	m3/s	FºFº
0,00	0,000	16,80
3,60	0,001	16,82
7,20	0,002	16,84
10,80	0,003	16,89
14,40	0,004	16,96
18,00	0,005	17,04
21,60	0,006	17,13
25,20	0,007	17,24
28,80	0,008	17,36
32,40	0,009	17,50
36,00	0,010	17,65
39,60	0,011	17,81
43,20	0,012	17,99
46,80	0,013	18,18
50,40	0,014	18,38
54,00	0,015	18,60
57,60	0,016	18,83
61,20	0,017	19,07
64,80	0,018	19,32
68,40	0,019	19,59
72,00	0,020	19,86
75,60	0,021	20,16
79,20	0,022	20,46
82,80	0,023	20,77
86,40	0,024	21,09
90,00	0,025	21,43

Os dados de projeto são descritos a seguir

- Cota do NA mínimo na captação . . . . . 100,72 m
- Cota do NA máximo na câmara de carga . . . . . 116,53 m
- Desnível geométrico . . . . . 9,01 m
- Desnível geométrico adotado . . . . . 16,80 m
- Vazão total p/ cálculo da adutora . . . . . 20,76 l/s
- Altura manométrica na vazão 20,76 l/s (HMT) . . . . . 20,08 m

A Figura 5.1 mostra as curvas características da bomba escolhida e da tubulação bem como o ponto de funcionamento do sistema

FIGURA-5.1  
CURVA CARACTERISTICA DO SISTEMA



- Equação da Curva do Sistema - 2º Trecho

O quadro 5.3 mostra a planilha de cálculo das perdas de carga na adutora desde a sucção até a entrada do reservatório elevado

**Quadro 5.3**

**Perda de Carga em Função da vazão**

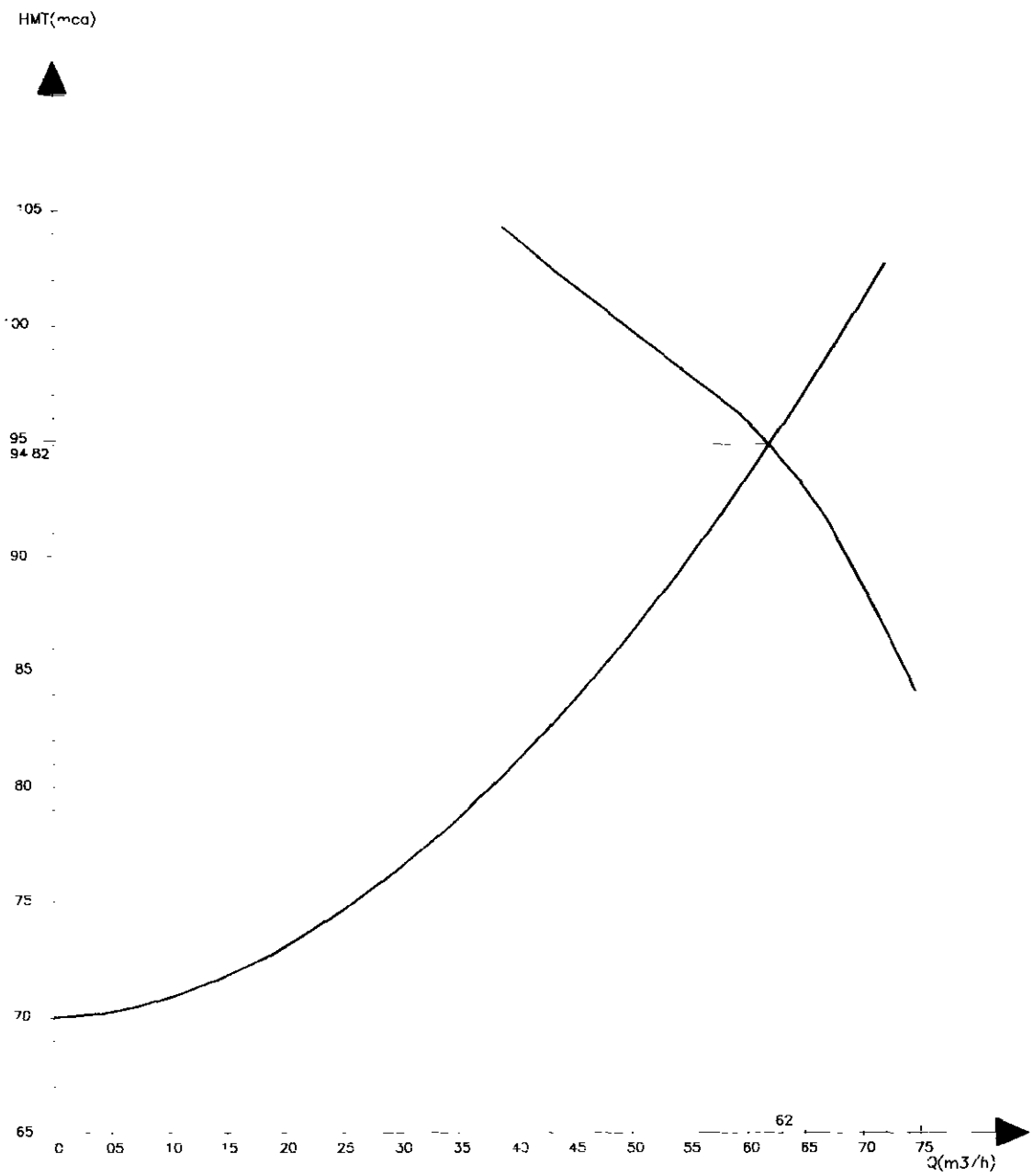
VAZÃO		HMT (mca)
m3/h	m3/s	FºFº
0,00	0,000	65,00
3,60	0,001	65,13
7,20	0,002	65,46
10,80	0,003	65,98
14,40	0,004	66,67
18,00	0,005	67,52
21,60	0,006	68,52
25,20	0,007	69,69
28,80	0,008	71,01
32,40	0,009	72,46
36,00	0,010	74,07
39,60	0,011	75,82
43,20	0,012	77,71
46,80	0,013	79,74
50,40	0,014	81,91
54,00	0,015	84,21
57,60	0,016	86,65
61,20	0,017	89,22
64,80	0,018	91,92
68,40	0,019	94,75
72,00	0,020	97,71

Os dados de projeto são descritos a seguir

- Cota do NA mínimo na Estação Elevatória 108,73 m
- Cota do NA máximo na reservatório elevado 171,60 m
- Desnível geométrico (maior desnível encontrado) 61,18 m
- Desnível geométrico adotado 65,00 m
- Vazão total para cálculo da adutora 17,50 l/s
- Altura manométrica na vazão 17,50 l/s (HMT) 90,55 m

A Figura 5.2 mostra as curvas características da bomba escolhida e da tubulação bem como o ponto de funcionamento do sistema

FIGURA-5.2  
CURVA CARACTERISTICA DO SISTEMA





- Equação da Curva do Sistema - 3º Trecho

O quadro 5.4 mostra a planilha de cálculo das perdas de carga na adutora desde a sucção até a entrada da estação elevatória

**Quadro 5.4**

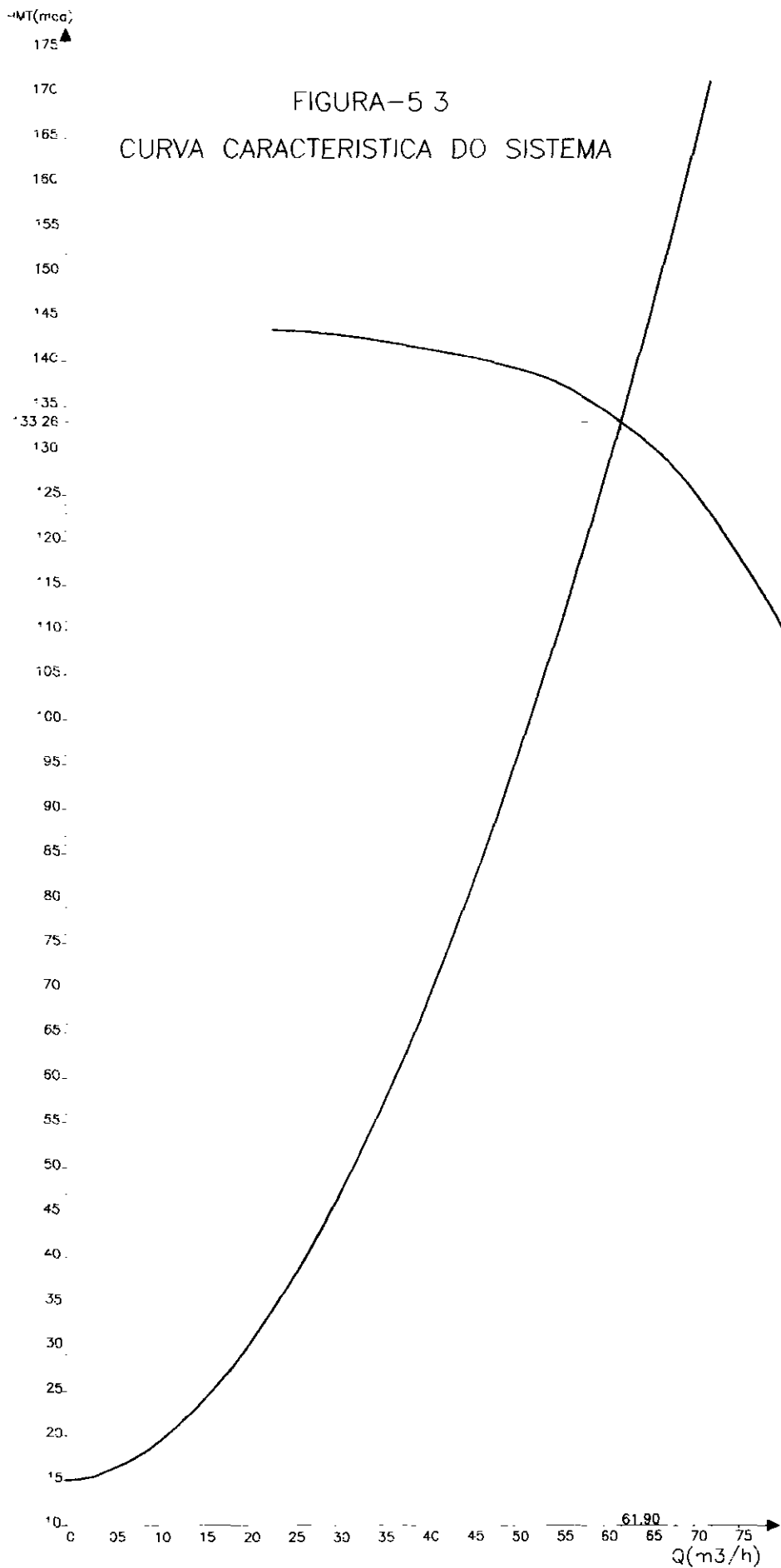
**Perda de Carga em Função da vazão**

VAZÃO		HMT (mca)
m3/h	m3/s	F°F°
0,00	0,000	15,00
3,60	0,001	15,61
7,20	0,002	17,21
10,80	0,003	19,68
14,40	0,004	22,96
18,00	0,005	27,03
21,60	0,006	31,86
25,20	0,007	37,42
28,80	0,008	43,70
32,40	0,009	50,69
36,00	0,010	58,37
39,60	0,011	66,73
43,20	0,012	75,76
46,80	0,013	85,46
50,40	0,014	95,82
54,00	0,015	106,82
57,60	0,016	118,47
61,20	0,017	130,75
64,80	0,018	143,66
68,40	0,019	157,19
72,00	0,020	171,35

Os dados de projeto são descritos a seguir

- Cota do NA mínimo na Estação Elevatória	168,60 m
- Cota do NA máximo a Estação Elevatória	182,13 m
- Desnível geométrico	11,53 m
- Desnível geométrico adotado	15,00 m
- Vazão total para cálculo da adutora	17,50 l/s
- Altura manométrica na vazão 17,50 l/s (HMT)	137,13 m

A Figura 5.3 mostra as curvas características da bomba escolhida e da tubulação bem como o ponto de funcionamento do sistema



- Equação de Curva do Sistema - 4º trecho

O quadro 5.5 mostra a planilha de cálculo das perdas de carga na adutora desde a sucção até a entrada do reservatório apoiado

**Quadro 5.5**

**Perda de Carga em Função da vazão**

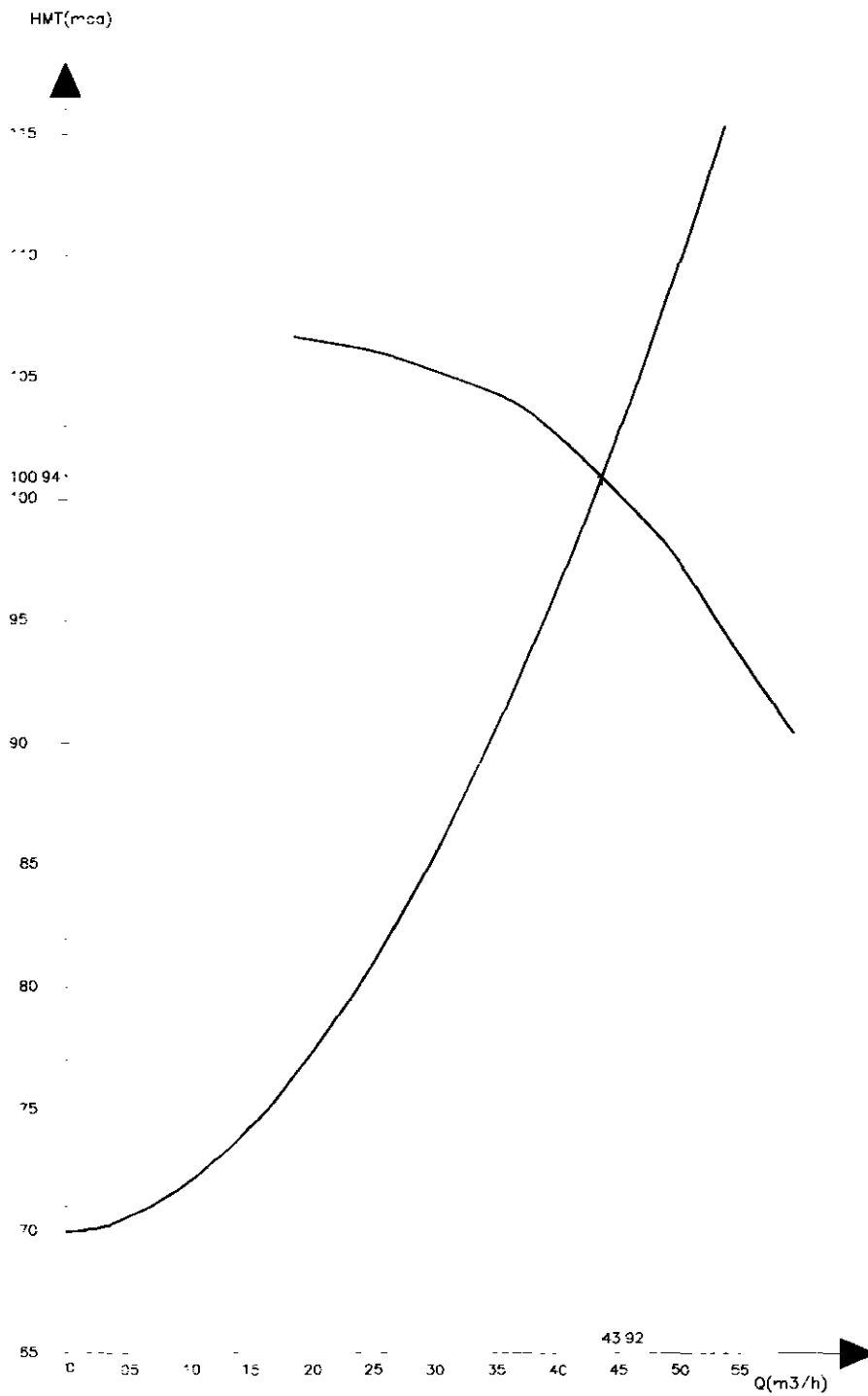
VAZÃO		HMT (mca)
m <sup>3</sup> /h	m <sup>3</sup> /s	F°F°
0,00	0,000	70,00
3,60	0,001	70,30
7,20	0,002	71,09
10,80	0,003	72,31
14,40	0,004	73,93
18,00	0,005	75,94
21,60	0,006	78,32
25,20	0,007	81,07
28,80	0,008	84,17
32,40	0,009	87,63
36,00	0,010	91,42
39,60	0,011	95,55
43,20	0,012	100,01
46,80	0,013	104,80
50,40	0,014	109,91
54,00	0,015	115,35

Os dados de projeto são descritos a seguir

- Cota do NA mínimo na Estação Elevatória	180,13 m
- Cota do NA máximo no Reservatório Apoiado	250,06 m
- Desnível geométrico	66,93 m
- Desnível geométrico adotado	70,00 m
- Vazão total para cálculo da adutora	12,32 l/s
- Altura manométrica na vazão 12,32 l/s (HMT)	101,51 m

A Figura 5.4 mostra as curvas características da bomba escolhida e da tubulação bem como o ponto de funcionamento do sistema

FIGURA-5.4  
CURVA CARACTERISTICA DO SISTEMA



000036

- Equação da Curva do Sistema - 5º Trecho

O quadro 5.5 mostra a planilha de cálculo das perdas de carga na adutora desde o reservatório apoiado até a entrada do poço de sucção

**Quadro 5.5**

**Perda de Carga em Função da vazão**

VAZÃO		HMT (mca)
m <sup>3</sup> /h	m <sup>3</sup> /s	F°F°
0,00	0,000	-16,13
3,60	0,001	-16,06
7,20	0,002	-15,91
10,80	0,003	-15,66
14,40	0,004	-15,34
18,00	0,005	-14,93
21,60	0,006	-14,46
25,20	0,007	-13,91
28,80	0,008	-13,28
32,40	0,009	-12,59
36,00	0,010	-11,83
39,60	0,011	-11,01
43,20	0,012	-10,11
46,80	0,013	-9,15
50,40	0,014	-8,12
54,00	0,015	-7,03

Os dados de projeto são descritos a seguir

- Cota do NA mínimo no Reservatório Apoiado	247,06 m
- Cota do NA máximo na Estação Elevatória	224,03 m
- Desnível geométrico	-26,03 m
- Desnível geométrico adotado( pior situação)	-16,13 m
- Vazão total para cálculo da adutora	13,54 l/s
- Altura manométrica na vazão 13,54 l/s (HMT)	-8,60 m

- Equação da Curva do Sistema - 6º Trecho

O quadro 5.6 mostra a planilha de cálculo das perdas de carga na adutora desde a estação elevatória até a entrada do reservatório apoiado

**Quadro 5.6**

**Perda de Carga em Função da vazão**

VAZÃO		HMT (mca)
m <sup>3</sup> /h	m <sup>3</sup> /s	F°F°
0,00	0,0000	31,00
1,08	0,0003	31,86
2,16	0,0006	34,10
3,24	0,0009	37,57
4,32	0,0012	42,19
5,40	0,0015	47,91
6,48	0,0018	54,70
7,56	0,0021	62,52
8,64	0,0024	71,35
9,72	0,0027	81,17
10,80	0,0030	91,96

Os dados de projeto são descritos a seguir

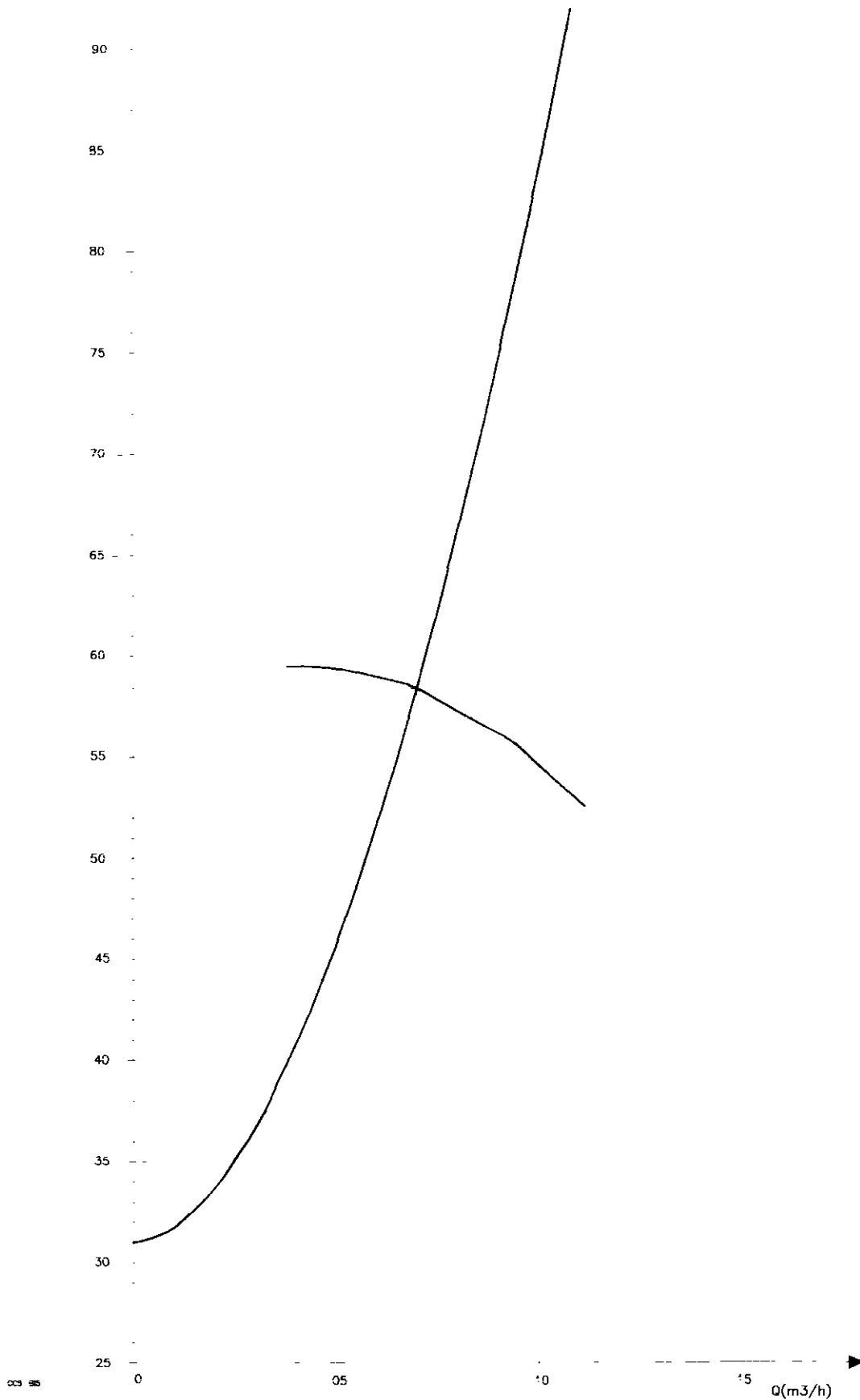
- Cota do NA mínimo na Estação Elevatória	221,03 m
- Cota do NA máximo no Reservatório apoiado	254,46 m
- Desnível geométrico	30,43 m
- Desnível geométrico adotado	32,78 m
- Vazão total para o cálculo da adutora	1,94 l/s
- Altura manométrica na vazão 1,94 l/s (HMT)	60,00 m

A Figura 5.5 mostra as curvas características da bomba escolhida e da tubulação bem como o ponto de funcionamento do sistema

HMT(mca)

FIGURA-5.5

CURVA CARACTERISTICA DO SISTEMA



600033

- Equação da Curva do Sistema - 7º Trecho

O quadro 5.9 mostra a planilha de cálculo das perdas de carga na adutora desde o reservatório apoiado até o centro do Açude dos Pinheiros

**Quadro 5.9**

**Perda de Carga em Função da vazão**

VAZÃO		HMT (mca)
m3/h	m3/s	F°F°
0,00	0,0000	-39,00
1,08	0,0003	-38,65
2,16	0,0006	-37,76
3,24	0,0009	-36,38
4,32	0,0012	-34,54
5,40	0,0015	-32,27
6,48	0,0018	-29,57
7,56	0,0021	-26,46
8,64	0,0024	-22,94
9,72	0,0027	-19,03
10,80	0,0030	-14,74

Os dados de projeto são descritos a seguir

- Cota do NA mínimo no reservatório Apoiado	251,46 m
- Cota do NA no povoado Açude Pinheiros	213,19 m
- Desnível geométrico	-39,27 m
- Desnível geométrico adotado	-39,00 m
- Vazão total para o cálculo da adutora(Q12)	2 52 l/s
- Altura manométrica de carga na vazão 2.52 l/s (HMT)	-21,43 m



## 5.2 - ARRANJO DO SISTEMA DO BOMBEAMENTO

- Número de bombas

$$N = 01 + 01 \text{ (Reserva e rodízio)}$$

- Ponto de trabalho

TRECHO	Q (m <sup>3</sup> /h)	Hman (mca)	
1º	74,736	20,08	Captação
2º	63,00	90,55	EE1
3º	63,00	137,13	EE2
4º	44,352	101,51	EE3
6º	6,984	60,00	EE4

- Potência total (motriz - de acionamento - comercial)

$$P = \frac{\gamma Q Hman}{75 n} \quad \text{onde } \gamma \text{ é o peso específico da água Kg/m}^3.$$

n é o rendimento global do conjunto elevatório,  
Q é a vazão, m<sup>3</sup>/s

TRECHO	Pm(cv)	Pa(cv)	Pc(cv)	
1º	7,94	9,53	10	Captação
2º	35,81	39,39	40	EE1
3º	59,25	65,18	75	EE2
4º	32,07	35,27	40	EE3
6º	3,88	5,04	6	EE4

- Transformador

$$T = \frac{Pa \cdot 0,736}{0,85}$$

TRECHO	T <sub>TEÓRICO</sub> (kva)	T <sub>comercial</sub> (KVA)	
1º	8,25	15	Captação
2º	34,11	45	EE1
3º	56,44	75	EE2
4º	30,54	45	EE3
6º	4,36	15	EE4

- Volume útil do poço de sucção

$v = Q \cdot T$  Onde  $V$  é o Volume útil do poço de sucção,  $m^3$ ,  
 $Q$  é a Vazão da bomba,  $m^3/min$ .  
 $T$  é o Tempo de detenção no poço. min

Então temos

TRECHO	Vu Teórico ( $m^3$ )	Vu Adotado ( $m^3$ )	
2º	21,00	50,00	EE1
3º	21,00	50,00	EE2
4º	14,78	32,00	EE3
6º	2,33	16,00	EE4

### 5.3 - ANÁLISE DOS TRANSITÓRIOS HIDRAULICOS

#### a) Introdução

O presente item tem por objetivo apresentar os estudos do transitório hidráulico nos seguintes trechos

- adutora do rio Banabuiú a Ibicuitinga

O cálculo do transitório foi realizado de forma preliminar com o objetivo de dimensionar a tabulação da adutora. Para este fim foi utilizado o método apresentado por Chaudhry. O cálculo mais acurado será apresentado no relatório do projeto executivo onde se utiliza simulação do transitório pelo método das características.

Composta de sete trechos o 1º indo de captação flutuante até a cidade de Juazeiro de Baixo (ETA), 280 m após a referida captação De Juazeiro de Baixo, segue-se por 3 320 m até uma estação elevatória em Caatinga, o que compõem o 2º trecho O 3º trecho, o mais longo deles, é da estação elevatória de Caatinga até próxima a CE046 no total de 16 100 m Uma terceira estação elevatória inicia o 4º trecho que tem uma extensão de 7 920 m, finalizando no primeiro reservatório apoiado do qual inicia o 5º trecho de 1 560 m de extensão até a cidade de Ibicuitinga Uma outra estação elevatória inicia o 6º trecho, que tem uma extensão de 1 000 m, finalizando em outro reservatório apoiado, do qual se inicia o último trecho de 2 865 m de extensão que se encerra no povoado de Açude dos Pinheiros

A metodologia utilizada neste trabalho é descrita a seguir, depois é feito um exemplo, para servir de memória de cálculo, apenas em um trecho Em seguida temos os quadros que apresentam os resultados encontrados

#### **b) Metodologia**

A metodologia consiste no traçado da envoltória de pressões máximas e mínimas para o golpe ocasionado pela falha no fornecimento de energia elétrica a estação de bombeamento e no traçado da linha de energia máxima no caso de golpe ocasionado pelo fechamento de válvula

#### **c) Roteiro De Cálculo Para Análise Do Transitório Ocasionado Pela Parada Do Sistema De Bombeamento**

O estudo aqui apresentado descreve o dimensionamento da adutora após a análise do transitório hidráulico

A análise do fenômeno do golpe de anete, nos trechos gravitários e nas instalações de recalque, será feita com vista a determinar as linhas piezométricas mínimas e máximas durante o transitório ocasionado pelo fechamento da válvula e pela interrupção do fornecimento de energia elétrica

O método calcula as cotas piezométricas, máximas e mínimas, na bomba e no ponto médio da adutora

Os fatores que devem ser calculados para servir como entrada nos gráficos são

- Constante da linha ( $\rho$ ) (adimensional)

$$\rho = \frac{a V_R}{2g H_R}$$

Sendo

$a$  = celeridade de propagação do golpe de anete (m/s),

$V_R$  = velocidade da água na adutora para o ponto de funcionamento ótimo (m/s),

$H_R$  = altura manométrica no ponto de ótimo rendimento (m),

$g$  = aceleração da gravidade (m/s)

- Constante da bomba ( $K_1$ ) ( $s^{-1}$ )

$$K_1 = 892\,770 H_R Q_R / ((WR)^2 E_R(N_R)^2)$$

Sendo

$Q_R$  = vazão no ponto de máximo rendimento (total de todas as bombas) ( $m^3/s$ ),

$WR^2$  = momento de inércia das massas girantes (inclui todas as bombas, motores e eventuais volantes) ( $kfgm^2$ ).

$E_R$  = rendimento no ponto de funcionamento (adimensional),

$N_R$  = rotação do grupo motor-bomba (rpm)

## Cálculos Hidráulicos

### São dados

- diâmetro  $D$
- material =  $K$
- comprimento  $L$
- espessura  $e$
- vazão  $Q_R$
- rotação  $N_R$
- eficiência da bomba  $\eta$
- rendimento do grupo motor-bomba  $E_R$
- altura manométrica  $H_R$
- número de bombas funcionando simultaneamente  $N$

### Assim, calcula-se

- A celeridade ( $a$ ) do golpe de arrete

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 - K \frac{D}{e}}}$$

- A velocidade

$$V_R = \frac{4Q_r}{\pi D^2}$$

Assim, tem-se a constante de linha

$$\rho = \frac{a \cdot V_R}{2 \cdot g \cdot H_v}$$

Os valores de  $WR^2$  foram adotados a partir de catálogos de fornecedores de bombas e motores. No caso em questão, tem-se para um conjunto motor-bomba

$WR^2$  (bomba) em  $\text{Kgf m}^2$

Tem-se para as N unidades

$$WR^2 = N \cdot (WR_B^2 + WR_M^2)$$

$$K1 = \frac{892770}{\eta} \cdot \frac{H_R \cdot Q_R}{WR^2 \cdot (N_R)^2}$$

$$\mathfrak{J} = \frac{a}{K_1 \cdot 2 \cdot L}$$

- Fator de perda de carga (adimensional)

$$hf = \frac{H_f}{H_R}$$

Sendo

$H_f$  = perda de carga na adutora (m)

$H_R$  = altura manométrica (m)

Os gráficos da Figura A 3 (a) e (b) dão os valores das pressões mínimas na bomba e no meio da adutora para o evento da parada de funcionamento de energia elétrica. As Figuras A 4 (a) e (b) dão os valores das pressões máximas na bomba e no ponto médio da adutora, para o mesmo evento.

#### d) Roteiro De Cálculo Para Análise Do Transitório Ocasionado Pelo Fechamento De Válvula

O método calcula as cotas piezométricas máximas na válvula e no ponto médio da adutora, ocasionado pelo fechamento da válvula de jusante descarregando na atmosfera

Os adimensionais que caracterizam o modelo são

- Constante da linha ( $\rho$ ) (adimensional)

$$\rho = \frac{a V_0}{2gH_0} \quad K_1 = \frac{aT_c}{2L}$$

Sendo

$a$  = celeridade de propagação do golpe de arrete (m/s),

$V_0$  = velocidade inicial da água na adutora (m/s),

$H_0$  = carga estática (diferença de nível da cota do reservatório e da cota da válvula)

$g$  = aceleração da gravidade (m/s)

$T_c$  = o tempo de fechamento da válvula

$L$  = comprimento do trecho da adutora

$K_1$  = constante da tubulação gravitana

A partir destes adimensionais pode-se encontrar os valores das pressões máximas nos gráficos A 2 (a) e (b) Tem-se nestes gráficos

$\Delta H_d$  é o incremento de carga acima do reservatório em que se encontra a pressão máxima na válvula

$\Delta H_m$  é o incremento de carga acima do reservatório em que se encontra a pressão máxima no ponto médio da tubulação

#### **e) Resultados dos Cálculos**

O Quadro 5 10 apresenta os dados de entrada para cada trecho

O Quadro 5 11 apresenta os resultados dos cálculos seguindo a metodologia demonstrada anteriormente, para os trechos com bombeamento

O Quadro 5 12 apresenta os resultados dos cálculos seguindo a metodologia demonstrada anteriormente, para os trechos sem bombeamento



**Quadro 5.10**  
**DADOS DE ENTRADA**

TRECHO	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°
ITEM							
Comprimento L(m)	280	3 320	16 100	7 920	1 560	1 000	2 865
Diâmetro D (mm)	150	150	150	150	150	50	75
Constante do material (F°F°)K	1	1	1	1	1	1	1
Classe Comercial do Material	1MPa	K7	K7	K7	1MPa	K9	K9
Espessura e (m)	0,0039	0,0052	0,0052	0,0052	0 0039	0,0060	0,0060
Vazão Q. (m3/s)	0,02076	0,01750	0 01750	0,01232	0,01354	0,00194	0,00252
Cota do terreno nas bombas(m)	*				**		**
	100.72	109.73	169.60	181,13	248,06	222,03	252,46
Cota e terreno a jusante da adutora (mca)	109.73	169.60	181 13	248.06	222,03	252,46	213.19
Cota do terreno no meio da Adutora (m)	105.50	157.81	167.98	189.69	219.63	235.02	228 64
Carga Estática Ho (m)					29.03		42.27
Perda de carga na adutora H. (mca)	3.28	25.55	122.13	31 50	7.52	27.22	17.57
Altura manométrica total H. (mca)	20.08	90.55	137.13	101.51	-8,60	58,22	-21.43
N° de bombas funcionando simultaneamente N	01	01	01	01		01	
Rendimento M-B (adimensional)	0 70	0 59	0,54	0,52		0,40	
Rotação N. (rpm)	1 750	3 500	3 500	3 500		3 500	
Valores da inércia da bomba (WR2=(kgf m2))	0,0556	0,1163	0,1920	0,1920		0,0424	
Valores da inércia do motor (WR2=(kgf m2))	0,0407	0,1656	0,4030	0,1656		0,0082	

\* Cota do Na

\*\* Cota do terreno no reservatório

**Quadro 5.11**  
**RESULTADOS DOS CÁLCULOS**

TRECHO		1°	2°	3°	4°	6°
ITEM						
Celeridade a(m/s)		1 062,85	1 127,14	1 127,14	1 127,14	1 315,53
Velocidade V. (m/s)		1,17	0,99	0,99	0,70	0,99
Constante da linha RO (Adimensional)		3,16	0,63	0,41	0,40	1,14
Resultante das inércias do conjunto M-B WR2=(kgf m2)		0,0963	0,2819	0,5950	0,3576	0,0506
Constante da bomba K1 (S <sup>-1</sup> )		1,80	0,69	0,54	0,49	0,41
Cálculo de TAU (adimensional)		1,05	0,25	0,06	0,15	1,60
Fator de perda de carga hf (mca)		0,16	0,28	0,89	0,31	0,47
Valores do Ábaco Fig A3	hm (mca)	-0,05	0,10	0,22		0,68
	hd (mca)	-0,18	0,02	0,22		0,60
Cálculo da carga HD (mca)		-3,27	1,61	36,34		21,80
Cálculo da cota piezométrica mínima na bomba (mca)		91,73	106,61	201,34		241,80
Cálculo da carga HM (mca)		-0,91	8,06	36,34		24,71
Cálculo da cota piezométrica mínima no meio da tubulação (mca)		94,09	113,06	201,34		244,71
Valores do Ábaco Fig A4	h <sub>r</sub> (mca)	1,47	1,55	1,60		1,10
	h <sub>p</sub> (mca)	1,24	1,36	1,40		1,03
Pressão máxima na bomba HR (mca)		26,70	124,87	264,26		39,97
Cota piezométrica máxima na bomba (mca)		121,70	229,87	429,26		259,97
Pressão máxima no meio da tubulação (mca)		22,52	109,56	231,23		37,43
Cota piezométrica máxima no meio da tubulação (mca)		117,52	214,56	396,23		257,43

Quadro 5.12

## RESULTADOS DOS CÁLCULOS

ITEM		TRECHO	
		5°	7°
Celeridade a (m/s)		1 062,85	1 269,65
Velocidade $V_0$ (m/s)		0,99	0,57
Constante da linha RO (adimensional)		1,85	0,87
Constante da tubulação gravitária K1 (adimensional)		6,81	4,43
Valores do Ábaco Fig A2	$\Delta H_d/H_o-V$	0,06	0,40
	$\Delta H_m/H_o-M$	0,05	0,25
Cálculo da carga HD (mca)		1,38	18,80
Cálculo da cota piezométrica máxima na válvula (mca)		244,38	263,80
Cálculo da carga HM (mca)		1,15	11,75
Cálculo da cota piezométrica máxima no meio da tubulação (mca)		244,15	255,75

## f) Conclusões

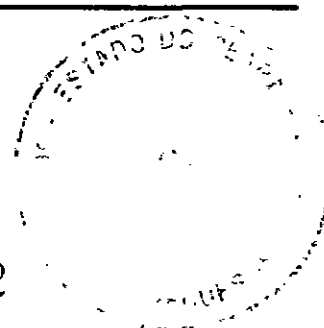
Apresenta-se a seguir as linhas piezométricas máximas e mínimas dos transitórios por falha de potência, e a linha máxima no caso de fechamento da válvula. Os resultados são separados por trechos, anteriormente definidos.

A metodologia, aqui usada, serviu de base à escolha das alternativas mais viáveis do ponto de vista econômico, devendo-se em uma etapa posterior deste projeto ser efetuada uma análise mais aprofundada das alternativas selecionadas. Esta análise será baseada na solução das equações diferenciais parciais não lineares que caracterizam o escoamento não permanente em dutos forçados. Seguem a seguir as alternativas mais atrativas economicamente selecionadas por esta metodologia.

### ADUTORA: Rio Banabuiú a Ibicuitinga

TRECHO 1	SEÇÃO DE MONTANTE	SEÇÃO CENTRAL	SEÇÃO DE JUSANTE
LINHA MÍNIMA (m)	91,73	94,09	111,40
LINHA MÁXIMA (m)	121,70	117,52	111,40
TUBO	1 MPa	1 MPa	1 MPa

TRECHO 2	SEÇÃO DE MONTANTE	SEÇÃO CENTRAL	SEÇÃO DE JUSANTE
LINHA MÍNIMA (m)	106,61	113,06	175,00
LINHA MÁXIMA (m)	229,87	214,56	175,00
TUBO	K7	K7	1 MPa



<b>TRECHO 3</b>	<b>SEÇÃO DE MONTANTE</b>	<b>SEÇÃO CENTRAL</b>	<b>SEÇÃO DE JUSANTE</b>
LINHA MÍNIMA (m)	201,34	201,34	243,00
LINHA MÁXIMA (m)	429,26	396,23	243,00
TUBO	K7	K7	1 MPa

<b>TRECHO 4</b>	<b>SEÇÃO DE MONTANTE</b>	<b>SEÇÃO CENTRAL</b>	<b>SEÇÃO DE JUSANTE</b>
LINHA MÍNIMA (m)			
LINHA MÁXIMA (m)			
TUBO	K7	K7	1 MPa

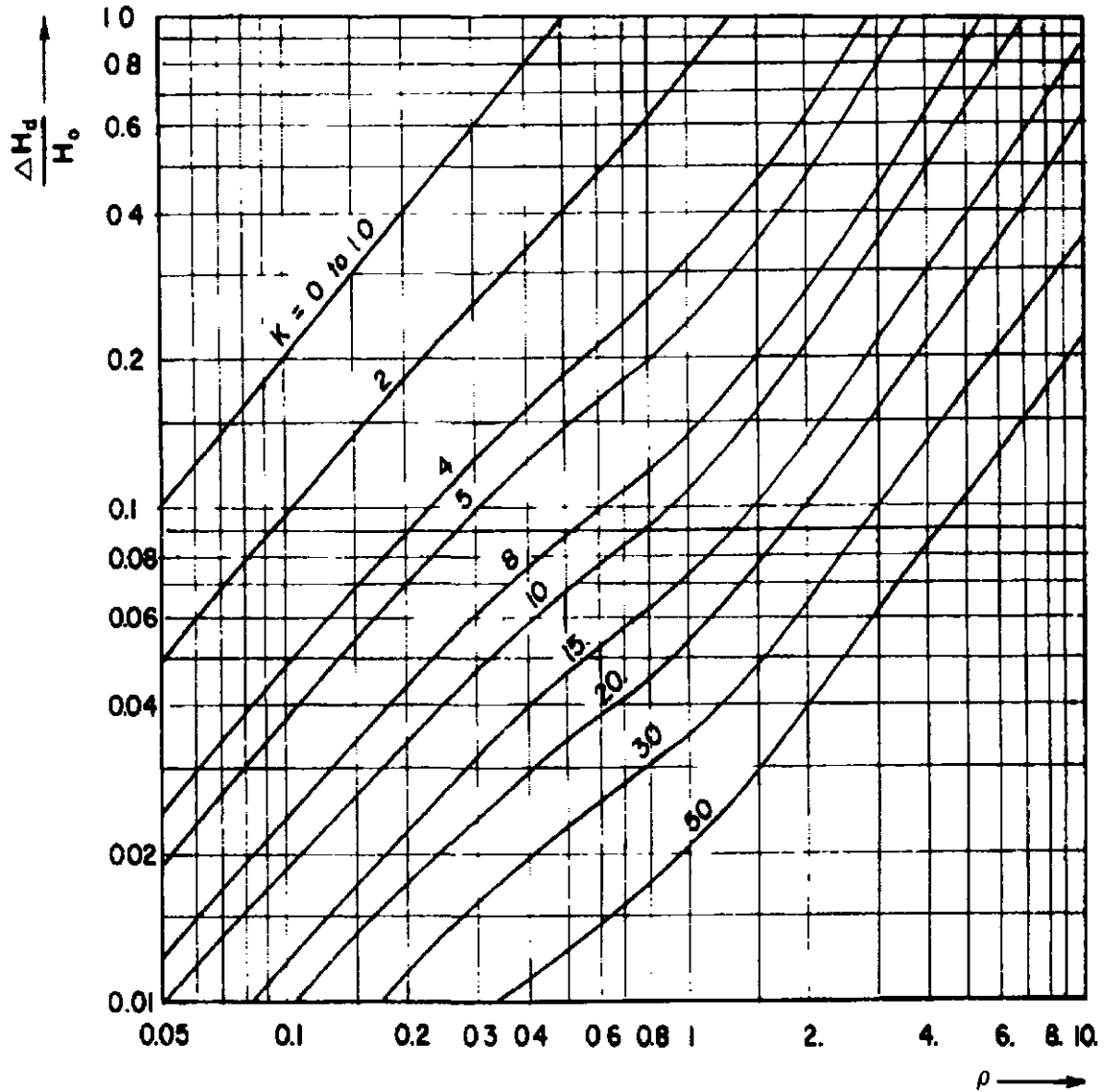
<b>TRECHO 5</b>	<b>SEÇÃO DE MONTANTE</b>	<b>SEÇÃO CENTRAL</b>	<b>SEÇÃO DE JUSANTE</b>
LINHA MÁXIMA (m)	243,00	244,15	244,38
TUBO	1 MPa	1 MPa	1 MPa

<b>TRECHO 6</b>	<b>SEÇÃO DE MONTANTE</b>	<b>SEÇÃO CENTRAL</b>	<b>SEÇÃO DE JUSANTE</b>
LINHA MÍNIMA (m)	241,80	244,71	245,00
LINHA MÁXIMA (m)	264,40	261,54	245,00
TUBO	K9	K9	K9

<b>TRECHO 7</b>	<b>SEÇÃO DE MONTANTE</b>	<b>SEÇÃO CENTRAL</b>	<b>SEÇÃO DE JUSANTE</b>
LINHA MÁXIMA (m)	245,00	256,75	263,80
TUBO	K9	K9	K9

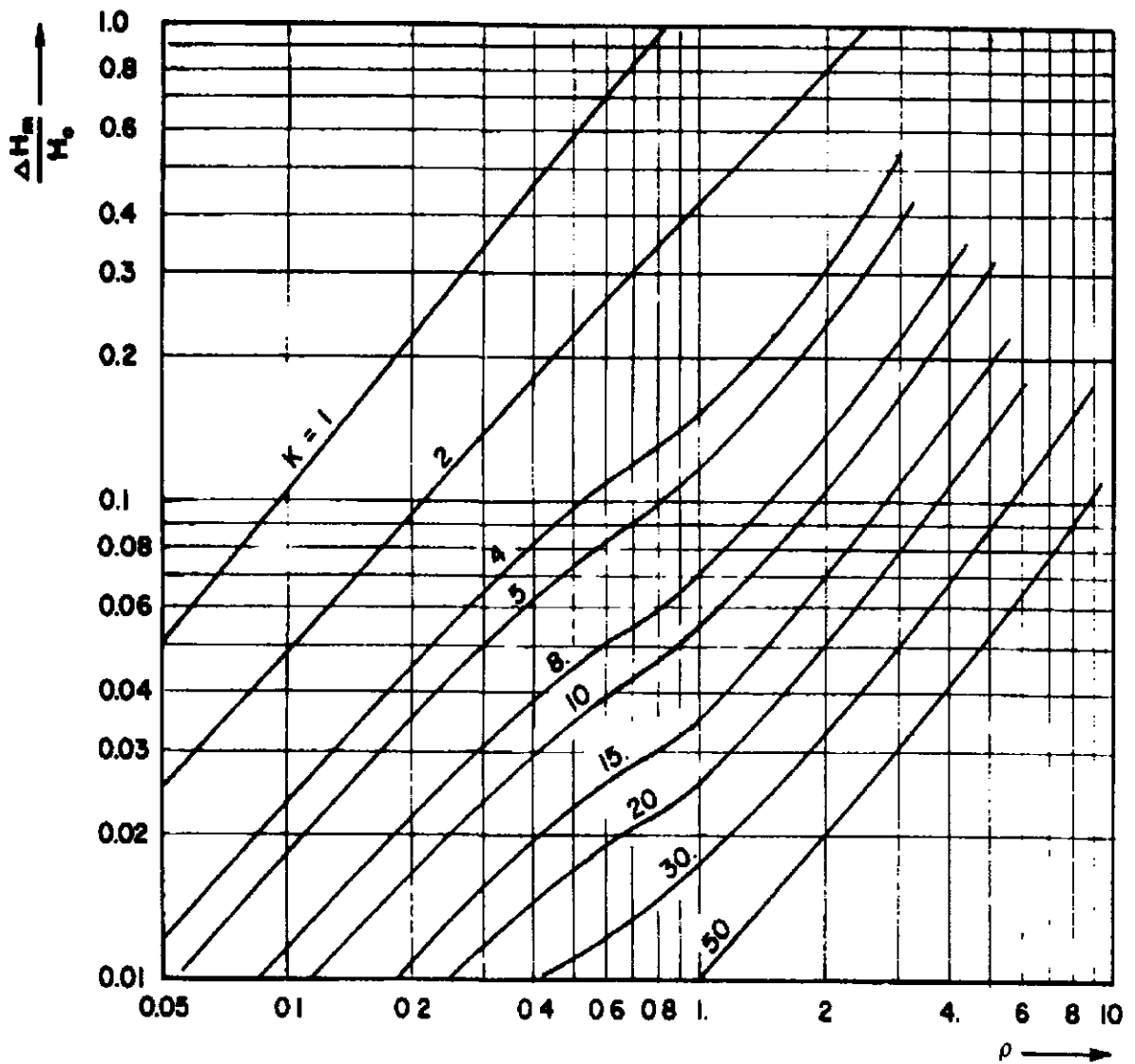
Obs Para os trechos 6 e 7 foram sugeridos tubos classe K9 devido à inexistência de tubos de 1 MPa para o diâmetro de 50 mm e 75 mm respectivamente

As hipóteses de cálculo quanto à inércia da bomba e do motor devem ser observados na escolha dos mesmos, devendo-se em caso contrário ser utilizado um acessório que garanta a inércia de dimensionamento do conjunto motor-bomba. Recomenda-se também o uso de válvula triplice função como forma de proteção do golpe de aríete



(a) Na válvula

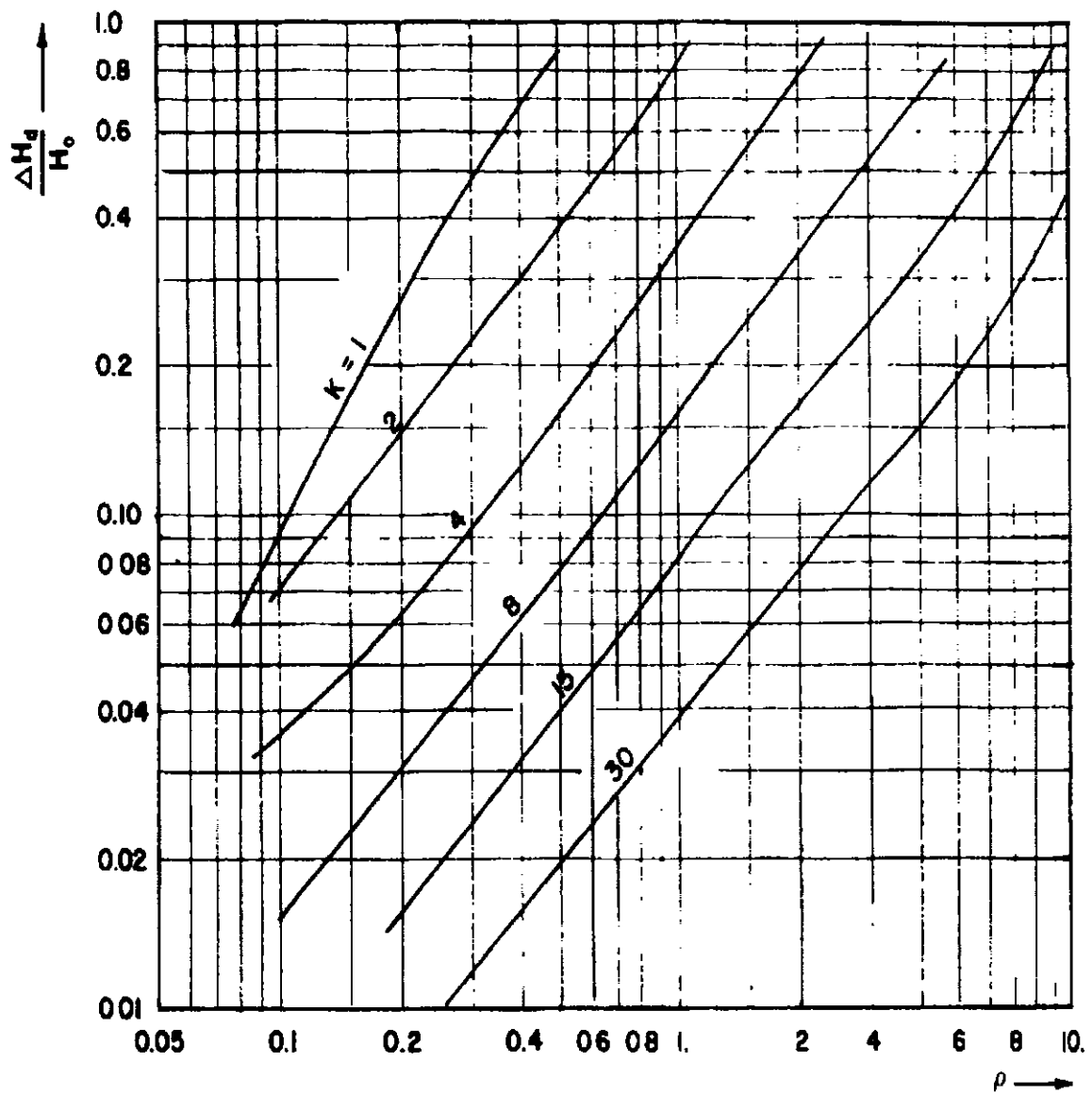
Figura A.1 - Pressão máxima devido ao fechamento uniforme de válvula, sem levar em conta as perdas por fricção ( $h = 0$ ).



(b) No meio da tubulação

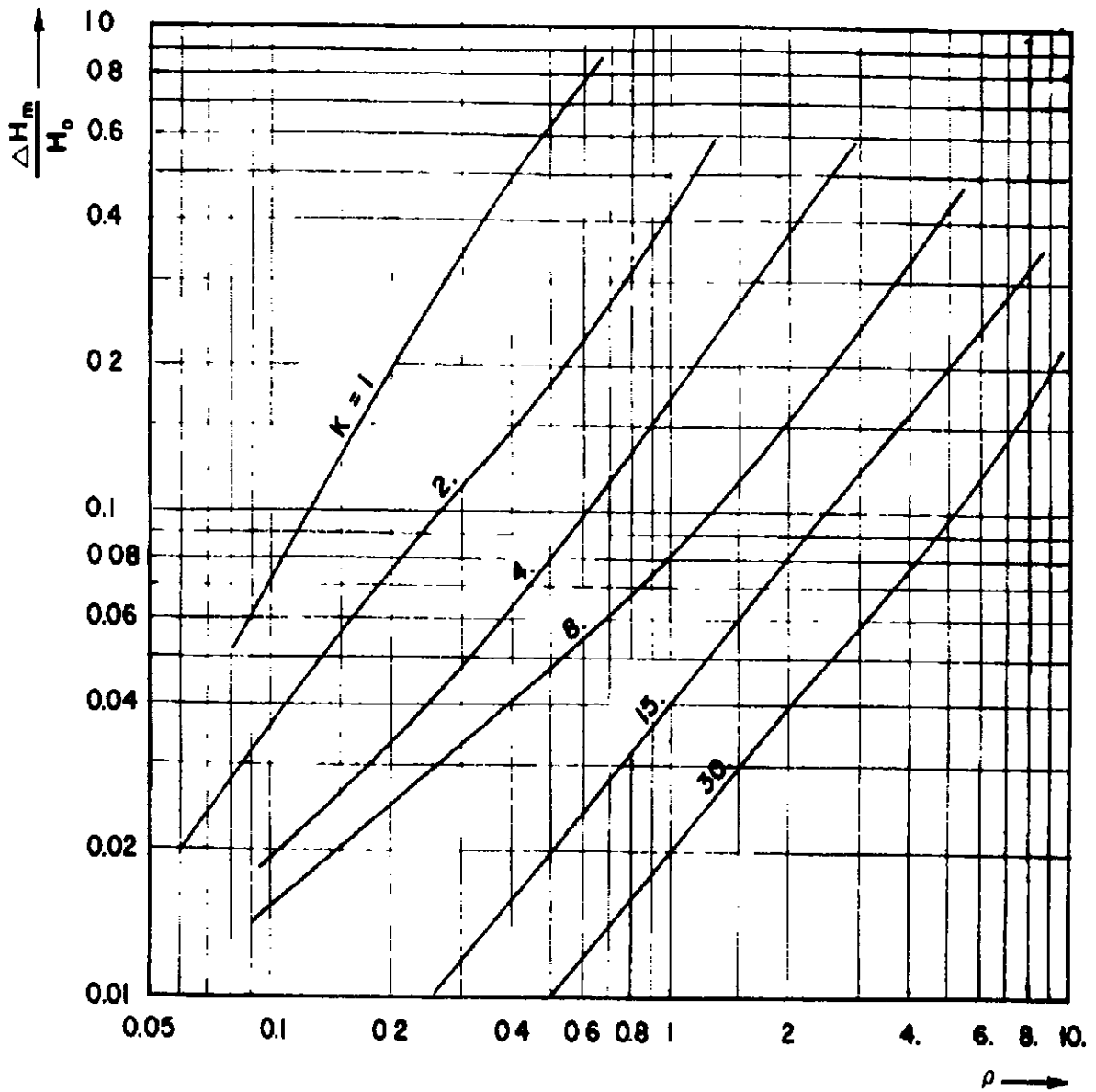
Figura A 1 - Pressão máxima devido ao fechamento uniforme de válvula, sem levar em conta as perdas por fricção ( $h = 0$ ). (Cont )





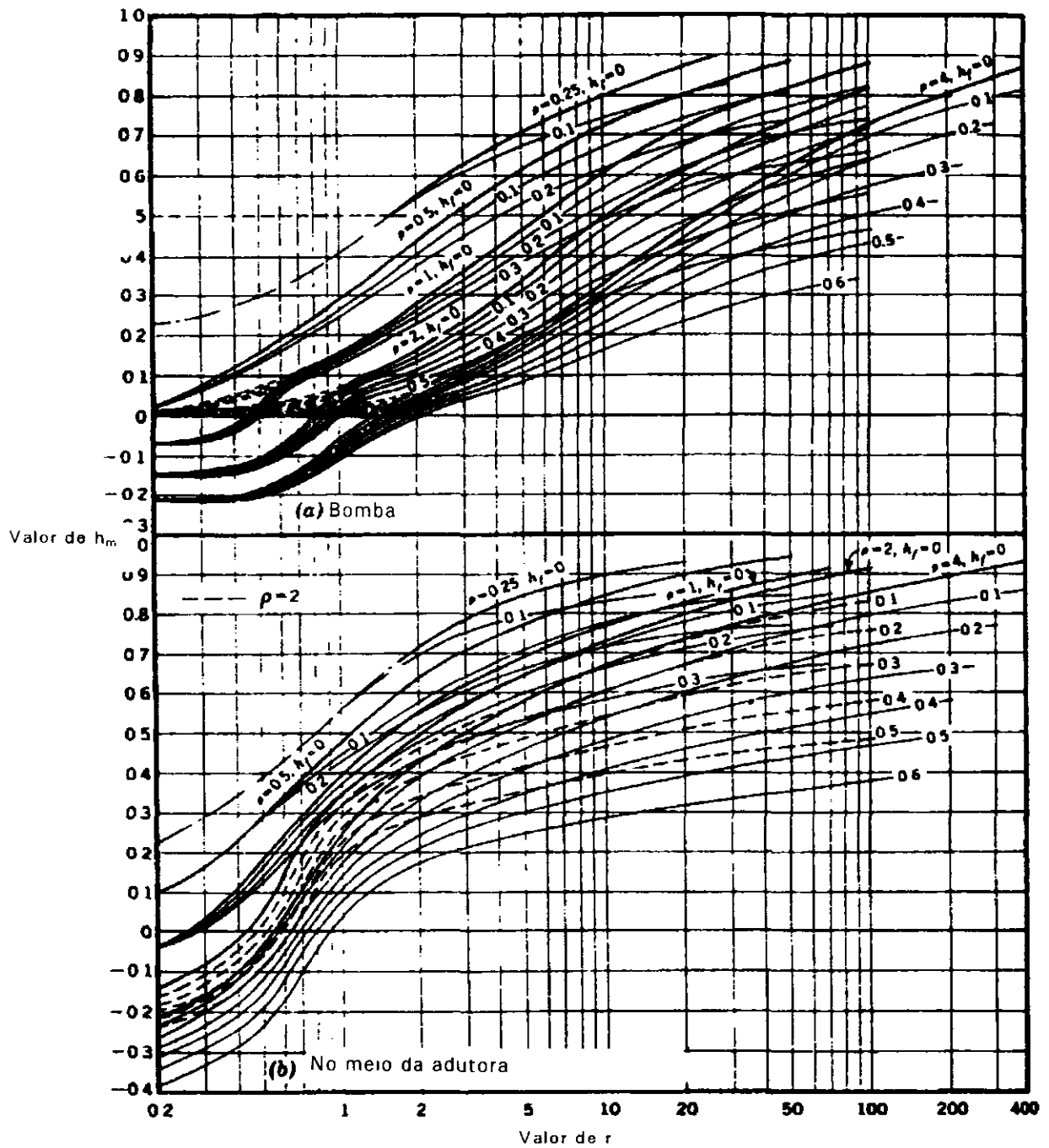
(a) Na válvula

Figura A.2 - Pressão máxima devido ao fechamento uniforme de válvula, levando em conta as perdas por fricção ( $h = 0,25$ ).



(b) No meio da tubulação

Figura A 2 - Pressão máxima devido ao fechamento uniforme de válvula, levando em conta as perdas por fricção ( $h = 0,25$ ) (Cont.)



(a) Na bomba

Figura A 3 - Pressão mínima devido à falha de potência

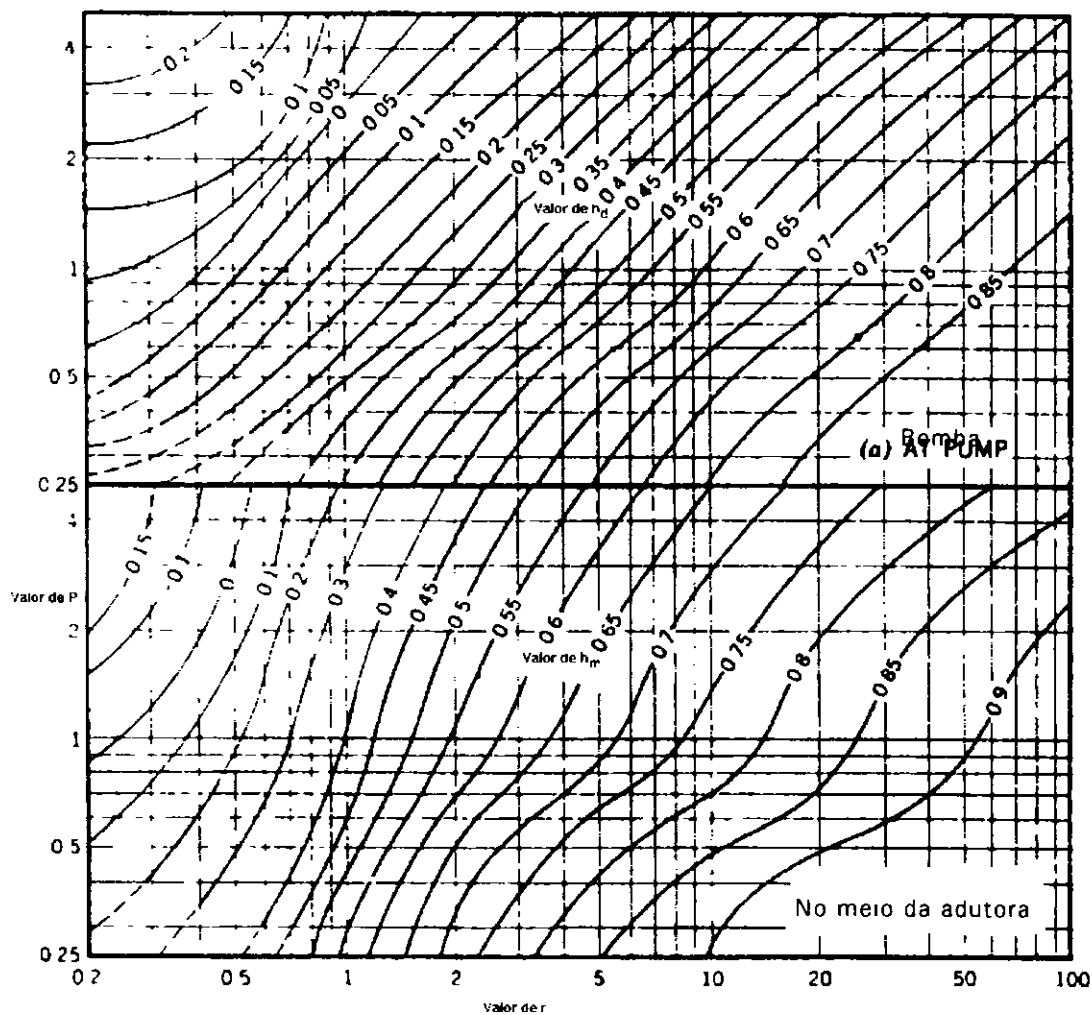
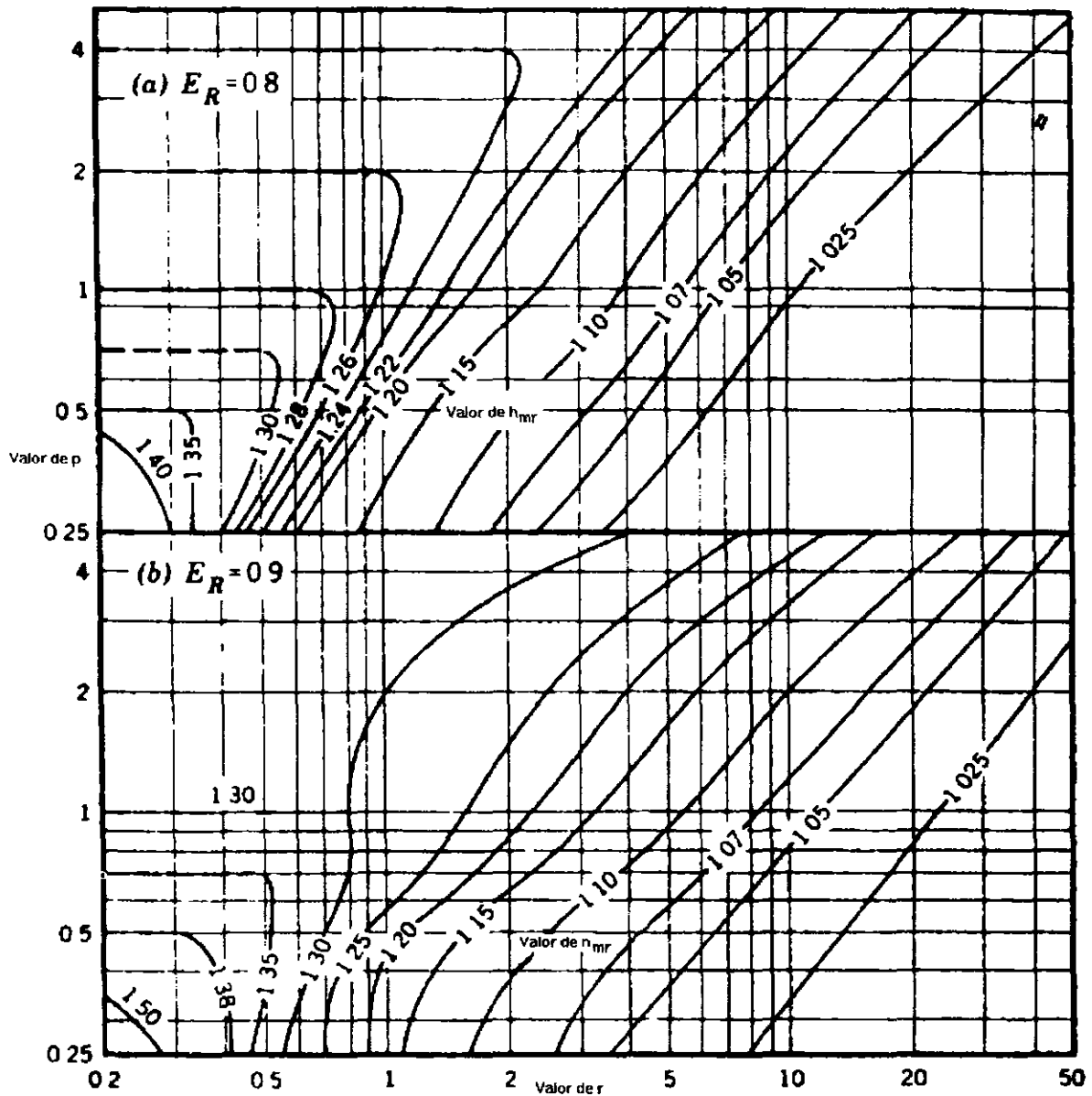


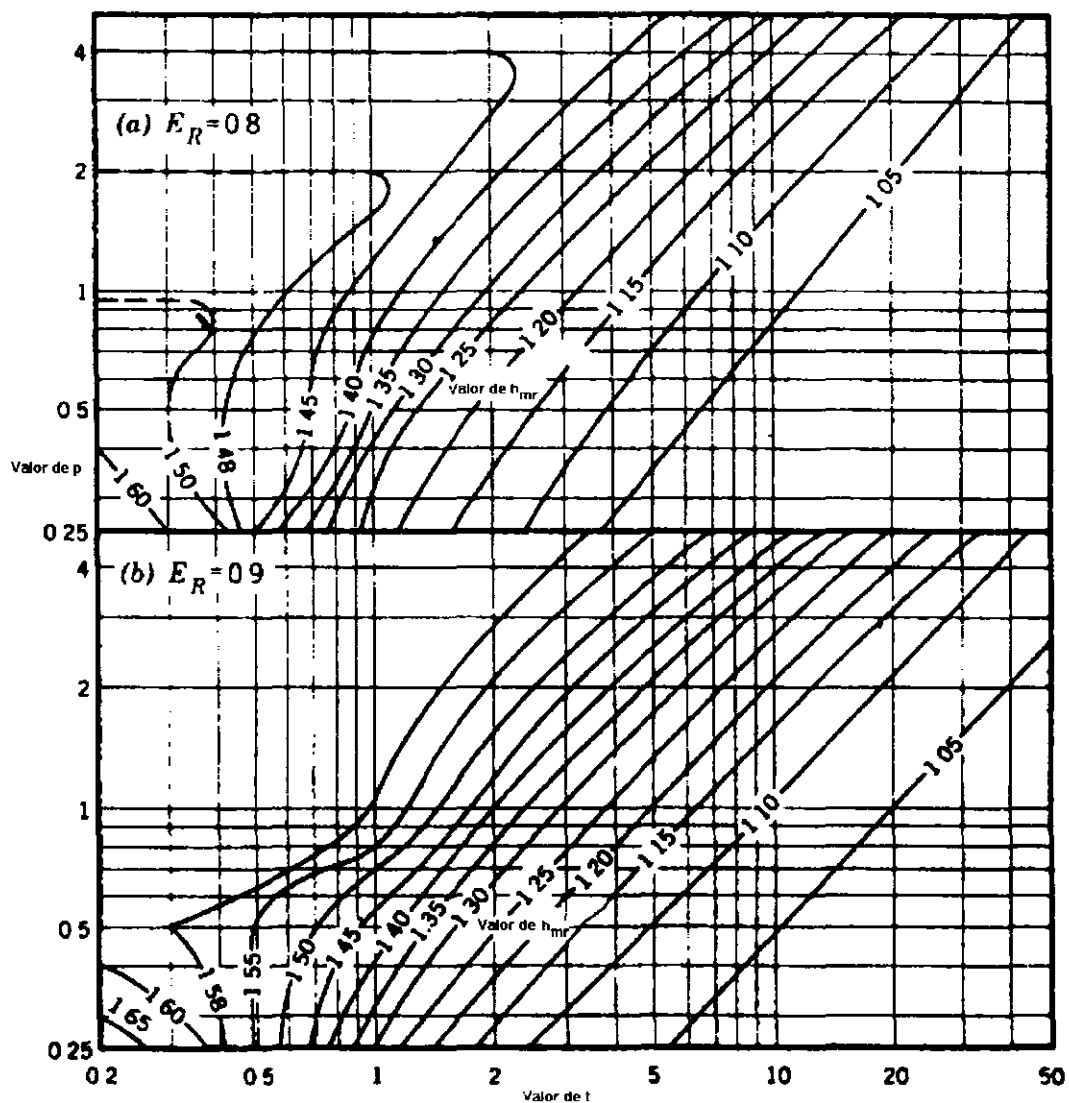
Figura A.3 - Pressão mínima devido à falha de potência. (Cont.)



(a) Na bomba

Figura A 4 - Pressão máxima devido à falha de potência.

Nota - Todos os cálculos foram realizados com o real rendimento da bomba escolhida. Porém no ábaco utilizou-se o rendimento 0,80 estando este valor a favor da segurança conforme propõem o autor do método.



(b) No meio da tubulação

Figura A.4 - Pressão máxima devido à falha de potência (Cont.)

Nota - Todos os cálculos foram realizados com o real rendimento da bomba escolhida. Porém no ábaco utilizou-se o rendimento 0,80 estando este valor a favor da segurança conforme propõem o autor do método.

## 5.4 - ÓRGÃOS ACESSÓRIOS DA CANALIZAÇÃO

### a) Registros de descarga e Ventosas

Nas adutoras, as conexões utilizadas são as curvas, os tês e as luvas. Em complemento às conexões temos ventosas e registros de descarga. Quando a adutora é gravitária utilizou-se um registro de linha.

Os registros de descargas estão localizados nos pontos mais baixos da canalização, a fim de permitir o esvaziamento do trecho da linha quando necessário.

Para o cálculo de sua dimensão usou-se a expressão

$$d > D/6,$$

Onde, D é diâmetro de adutora.

DISCRIMINAÇÃO TRECHO	d (mm)	DIÂMETRO COMERCIAL ADOTADO (mm)	Nº TOTAL DOS REGISTROS
1º	25	50	01
2º	25	50	03
3º	25	50	18
4º	25	50	06
5º	25	50	02
6º	9	50	01
7º	13	50	04

A ventosa do projeto está localizada no ponto mais elevado do trecho da tubulação, onde ocorre a mudança de indicação de ascendente para

descendente. A ventosa destina-se a retirar o ar existente na canalização durante o seu enchimento e a expulsar o ar acumulado no ponto alto durante o próprio funcionamento. Admite também, uma qualidade suficiente de ar durante o esvaziamento, a fim de evitar a formação de sifões, bem como manter a pressão de esvaziamento dentro dos limites previstos em projeto.

Para o seu dimensionamento usou-se a expressão

$d > D/8$ , onde  $D$  é o diâmetro de tubulação de adutora.

A ventosa deverá ser automática de tríplice função.

TRECHO	d (mm)	DIÂMETRO COMERCIAL ADOTADO (mm)	Nº TOTAL DE VENTOSAS TRÍPLICE FUNÇÃO
1º	19	50	01
2º	19	50	03
3º	19	50	17
4º	19	50	06
5º	19	50	03
6º	7	50	01
7º	10	50	04

#### b) Deflexões permissíveis

Sempre que necessário o assentamento dos tubos poderá ser feito com pequenas deflexões. A deflexão máxima na bolsa de tubo varia de diâmetro para diâmetro e material para material. Ver à respeito o catálogo do fabricante, as Especificações de Projeto e as Normas Brasileiras.

No caso de tubulação de ponta e bolsa com junta elástica em ferro fundido dúctil, a junta elástica permite formar curvas de grande raio, instalando apenas



tubos Para os diâmetros utilizados. DN variando de 50 a 150 mm, cada junta elástica permite atingir a deflexão de 6° (graus) por junta

Lembra-se que os tubos devem ser assentados em posição de perfeito alinhamento Somente após a montagem completa da junta é que se poderá dar a deflexão indicada acima

### c) Dimensões das valas

Foram adotadas as seguintes dimensões

- Profundidade mínima (0,90+D)m

- Largura da vala (0,60+D)m

### d) Declividade

Para que o ar se localize no ponto mais elevado, a canalização obedeceu ao limite da declividade de acordo com a fórmula

$$i > \frac{1}{2000D} (m/m)$$

DISCRIMINAÇÃO TRECHO	DIÂMETRO(mm)	DECLIVIDADE MÍNIMA(m/m)
1°	150	0,0033
2°	150	0,0033
3°	150	0,0033
4°	150	0,0033
5°	150	0,0033
6°	50	0,0100
7°	75	0,0067

Procurou-se assentar a adutora com declividades contínuas positivas (+) ou negativas (-) Evitou-se ao máximo mudanças de declividade, acarretando com isso um volume de escavação considerável em alguns trechos, mas diminuindo consideravelmente o mínimo de peças, como ventosas e registros de descarga, o que representa uma economia significativa

#### **e) Pressões Máximas de Serviço**

Ao escolher a espessura de parede dos tubos é necessário considerar vários fatores , em particular a pressão interna Um outro fator muito importante é relativo às cargas ovalizantes aplicadas sobre o tubo e devido à altura de recobrimento da vala e às eventuais cargas rodantes

As pressões internas máximas admissíveis nos tubos de ferro fundido dúctil dependem

da espessura da parede do tubo (da classe do tubo) isto é, do valor de coeficiente K,

do diâmetro nominal DN da canalização

Discriminação	diâmetro nominal (DN)	pressões máximas de serviços sem sobre pressão			pressões máximas de serviços com sobre pressão			pressão máxima de teste do campo		
		classe k9	classe k7	classe 1MPa	classe sk9	classe k7	classe 1 MPa	classe k9	classe k7	classe 1MPa
		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Mpa
1º	150	4,0	3,1	1,0	4,8	3,72	1,20	6,0	4,65	1,50
2º	150	4,0	3,1	1,0	4,8	3,72	1,20	6,0	4,65	1,50
3º	150	4,0	3,1	1,0	4,8	3,72	1,20	6,0	4,65	1,50
4º	150	4,0	3,1	1,0	4,8	3,72	1,20	6,0	4,65	1,50
5º	150	4,0	3,1	1,0	4,8	3,75	1,20	6,0	4,65	1,50
6º	50	4,0	3,2		4,8	3,84		6,0	4,80	
7º	75	4,0	3,2		4,8	3,84		6,0	4,8	

#### f) Golpe de Ariete

Na linha de recalque de bombas acionadas por motores elétricos, o caso mais importante de golpe de ariete é o que se verifica logo após uma interrupção de fornecimento de energia elétrica. Tal interrupção, provoca uma variação de pressão acima e abaixo do valor de funcionamento normal dos condutos forçados em consequência das mudanças das velocidades da água.

O fenômeno vem normalmente acompanhado de um som que faz lembrar marteladas. Além do ruído desagradável, o golpe de ariete pode romper as tubulações, danificar aparelhos e prejudicar a qualidade de produtos fabricados por máquinas operadoras por meio de sistemas hidráulicas.

O estudo qualitativo do golpe nas adutoras e os meios disponíveis para evitá-lo ou para suavizar seus efeitos foram realizados no subitem anterior

O valor do K, coeficiente que leva em conta os módulos de elasticidade é mostrado a seguir

<b>MATERIAL</b>	<b>K</b>
TUBOS DE AÇO	0,50
TUBOS DE FERRO FUNDIDOS	1,00
TUBOS DE PLÁSTICO (rígido)	18,00

#### **g) Ancoragem**

##### **- Introdução**

Nas tubulações sob pressão, em qualquer material com junta elástica, é necessário que as conexões sejam ancoradas por meio de um bloco de concreto simples ou armado, para se evitar que se desloquem sob ação do empuxo

A boa execução da ancoragem é de grande importância para se ter uma tubulação trabalhando perfeitamente por longo tempo

Dada a predominância do empuxo devida à pressão de água desprezamos a parcela correspondente à força centrífuga

##### **- Empuxos**

Os empuxos aparecem

A cada extremidade de uma tubulação (placas cegas),

A cada mudança de direção (curvas) ou de diâmetro (reduções),

A cada derivação (tês),

Os empuxos são calculadas pela fórmula

$E = K P A$  na qual  $E$  é o empuxo em N.

$P$  é a pressão de teste hidráulico no campo em Pa.

$A$  é a área em  $m^2$  da seção do tubo ou de derivação, no caso dos tês, ou da diferença das áreas, nos casos das reduções,

$K$  é um coeficiente cujo valor depende da geometria do componente da canalização considerado

Nas curvas o empuxo é orientado segundo a bissetriz do ângulo da curva e tende a expulsar a mesma para o exterior. Seu valor é

$E = KPA$  na qual  $K = 2\text{sen}\frac{\alpha}{2}$

CURVAS	K
90°	1,414
45°	0,766
22°33'	0,390
41°15'	0,196

Nos tês o empuxo é orientado segundo o eixo da derivação. Seu valor é

$E = KPA$  na qual  $K$  é igual a 1,

$A$ , neste caso, é a área da seção da derivação

Discriminação Trechos	DN	Área A (m <sup>2</sup> )	P (MPa)	P (Kgf/m <sup>2</sup> )	EMPUXO (daN = 1 Kgf)				
					TÊ	Curvas			
						90°	45°	22°31'	11°15'
1°	150	0,0034	1,2	12	408	3 852	2 087	1 062	534
		0,0066			792				
		0,0109			1 312				
		0,0227			2 721				
2°	150	0,0034	3,2	32	1 088	10 271	5 564	2 833	1 424
		0,0066			2 112				
		0,0109			3 488				
		0,0227			7 264				
3°	150	0,0034	3,2	32	1 088	10 271	5 564	2 833	1 424
		0,0066			2 112				
		0,0109			3 488				
		0,0227			7 264				
4°	150	0,0034	3,2	32	1 088	10 271	5 564	2 833	1 424
		0,0066			2 112				
		0,0109			3 488				
		0,0227			7 264				
5°	150	0,0034	1,0	10	340	3 210	1 740	885	445
		0,0066			660				
		0,0109			1 090				
		0,0227			2 270				
6°	50	0,0034	1,2	12	408	577	313	159	80
7°	75	0,0034	1,0	10	340	933	505	257	130
		0,0066			660				

- Dimensionamento do Bloco

- No dimensionamento do bloco, procurou-se transmitir o empuxo ao solo, horizontalmente à parede da vala, através de um bloco de ancoragem, que tenha área de contato suficiente para a distribuição das forças. A expressão utilizada para cálculo da área é

$$A = \frac{E}{l_{adm}} \quad \text{na qual}$$

E é o empuxo em Kgf

$t_{adm}$  é a tensão admissível do solo em Kgf/cm<sup>2</sup>

Discriminação Trechos	DN	$t_{adm}$ (Kgf/cm <sup>2</sup> )	ÁREA (A = cm <sup>2</sup> )				
			TÊ	Curvas			
				90°	45°	22°31'	11°15'
1°	150	1,0	408 792 1 312 2 724	3 852	2 087	1 062	534
2°	150	1,0	1 088 2 112 3 488 7 264	10 271	5 564	2 833	1 424
3°	150	1,0	1 088 2 112 3 488 7 264	10 271	5 564	2 833	1 424
4°	150	1,0	1 088 2 112 3 488 7 264	10 271	5 564	2 833	1 424
5°	150	1,0	340 660 1 090 2 270	3 210	1 740	885	445
6°	50	1,0	408	577	313	159	80
7°	75	1,0	340 660	933	505	257	130

Os blocos foram dimensionados para terrenos com tensão admissível de 1,0 Kgf/cm<sup>2</sup>, na área lateral das valas, neste caso foi utilizado a argila compactada

Para outros terrenos pode-se ajustar as dimensões A e B mudando-as para A1 e B1 de forma que  $A \cdot B \cdot 1,0 = A1 \cdot B1 \cdot t_{adm}$

As taxas admissíveis para vários tipos de solo na parede da vala em Kgf/cm<sup>2</sup> são

Material	$l_{adm}$
Lodo	0,00
Argila umedecida	0,25
Terra Vegetal	0,50
Argila arenosa	0,75
Argila compacta	1,00
Saibro	1,50
Rocha branda	5,00

No cálculo dos blocos, foi verificado a tensão de punção A NB-1, estabelece que, o máximo valor da tensão de punção, não pode ser superior ao menor dos dois valores  $8\text{Kgf/cm}^2$  ou  $\frac{f_{ck}}{25}$

A tensão de punção é dada pela expressão

$$\tau = \frac{P}{2pd} \quad \text{onde } P \text{ é a carga atuante ou seja o empuxo (=E),}$$

$2p$  = é o perímetro de uma seção fictícia situada a  $h/2$  da base da sapata e limitada pelas retas indicadas a  $45^\circ$  como indica a fig 5 6

$$\tau = \frac{E}{4(D+h)d} \quad \text{onde } D \text{ é o diâmetro da tubulação,}$$

$d$  é igual a  $h/2$ .

$h$  é a altura do bloco

O máximo valor da tensão de punção, será de

$$\tau = \frac{f_{ck}}{25} \quad \text{onde } f_{ck} \text{ será adotado igual a } 100 \text{ Kg/cm}^2$$

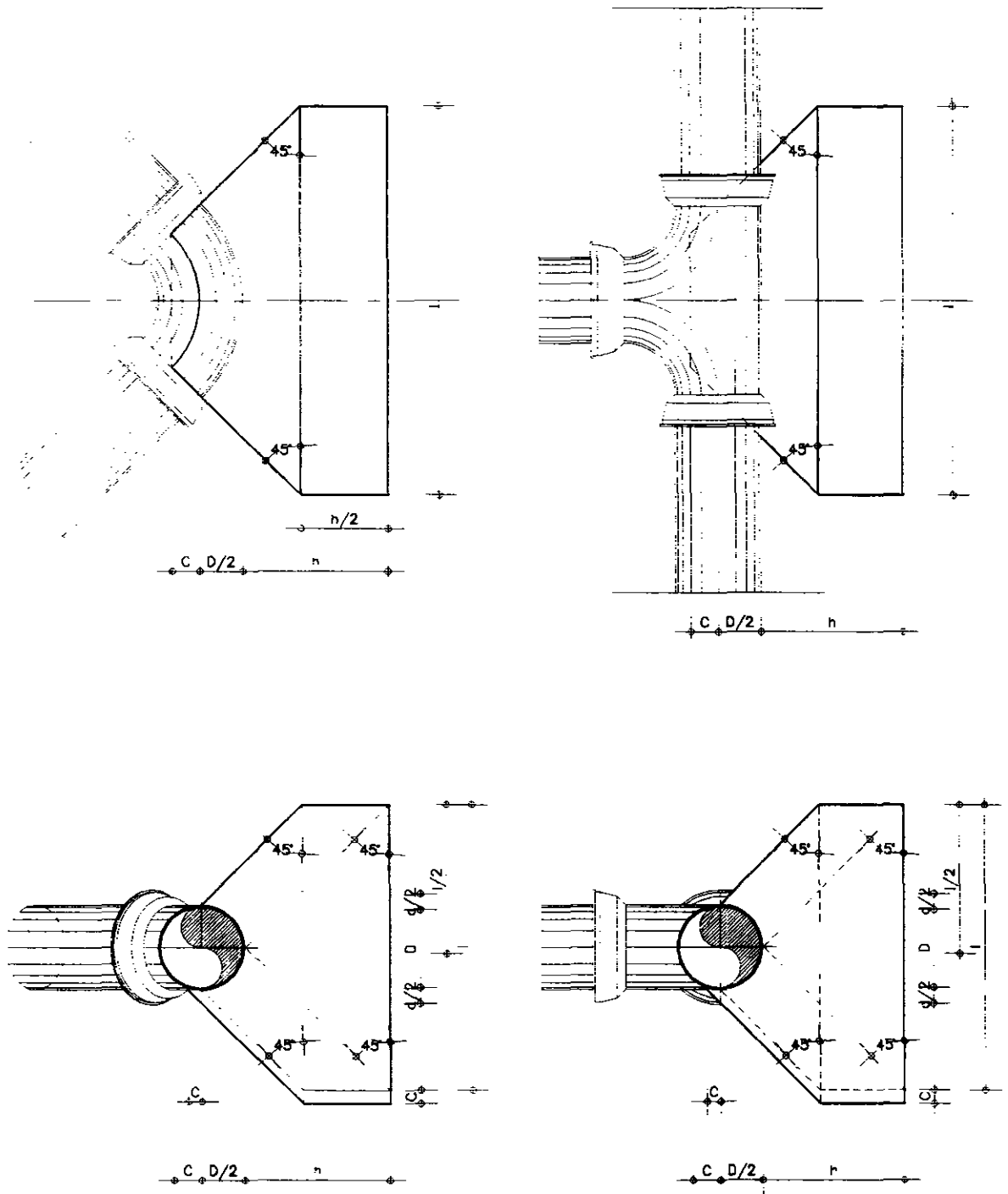
$$\tau = \frac{100}{25}$$

$$\tau = 4,00 \text{ Kg/cm}^2$$



FIGURA - 56

# ESQUEMA DO BLOCO DE ANCORAGEM



000073

O valor de h em que o valor da tensão de punção é menor do que 4,00Kgf/cm<sup>2</sup> está no quadro 5.13 a seguir

**Quadro 5.13**

**Valor de h**

Discriminação Trechos	DN	t <sub>adm</sub> (Kgf/cm <sup>2</sup> )	h (cm)				
			TÊ	Curvas			
				90°	45°	22°31'	11°15'
1°	150	1,0	10.10	31.03	22.84	16.29	11.55
			14.07				
			18.11				
			26.10				
2°	150	1,0	16.49	50.67	37.30	26.61	18.87
			22.98				
			29.53				
			42.61				
3°	150	1,0	16.49	50.67	37.30	26.61	18.87
			22.98				
			29.53				
			42.61				
4°	150	1,0	16.49	50.67	37.30	26.61	18.87
			22.98				
			29.53				
			42.61				
5°	150	1,0	9.22	28.33	20.86	14.87	10.55
			12.85				
			16.51				
			23.82				
6°	50	1,0	10.10	12.01	8.85	6.30	4.47
7°	75	1,0	9.22	15.27	11.24	8.02	5.70
			12.85				

O valor do volume para cada bloco de ancoragem está discriminado no quadro 5.14 a seguir

**Quadro 5.14**  
**Volume dos blocos de ancoragem**

Discriminação  Trechos	DN	l <sub>adm</sub> (Kgf/cm <sup>2</sup> )	volume (cm <sup>2</sup> )				
			TÊ	Curvas			
				90°	45°	22°31'	11°15'
1°	150	1.0	3 221.22 9 304.48 17 238.29 51 781.87	85 664.97	35 253,08	13 480,23	5 212,18
2°	150	1.0	12 490.28 33 891.38 72 076.44 216 972.00	361 692,5	146 735,63	54 762,70	20 401,74
3°	150	1.0	12 490.28 33 891.38 72 076.44 216 972,00	361 692,5	146 735,63	54 762,70	20 401,74
4°	150	1.0	12 490.28 33 891.38 72 076.44 216 972.00	361 692,5	146 735,63	54 762,70	20 401,74
5°	150	1.0	2 618.95 6 191.94 21 533,75 65 262,84	65 694.16	27 156,06	10 439,43	4 083,48
6°	50	1.0	3 221.22	4 909,08	2 014,05	760,25	290,34
7°	75	1.0	2 618.95 6 191.94	10 217,39	4 204,99	1 610,01	628,67

## 5.5 - TORNEIRA PUBLICA

As torneiras públicas são o recurso de que se lança mão para distribuir água potável às populações de pequenos e pobres aglomerados humanos, ou àquelas situadas na periferia das cidades, não atendidas pela rede pública de distribuição

Embora não seja solução comparável ao fornecimento de água no interior das habitações através das instalações prediais, as torneiras públicas constituem um passo para a abolição do abastecimento rudimentar

O perigo de poluição da água fornecida pelas torneiras públicas pode tornar-se remoto, se a população for sanitariamente instruída. Esse perigo decorre, principalmente, dos recipientes utilizados, quer para o transporte de água, quer para o seu armazenamento e uso dentro de casa

As torneiras públicas, também denominadas chafarizes, estes dotados de requintes ornamentais, possuem uma ou mais bocas de saída de água

Projetou-se uma torneira pública para os vilarejos do interior cearense que foram beneficiados pelo caminhamento da adutora

A educação para uso conveniente das torneiras públicas não deve dispensar a sua fiscalização, também necessária para impedir o contato direto da boca das pessoas que desejem beber água, como também para que seja providenciado um pronto reparo ou para evitar o desperdício de água

## 6. - TRATAMENTO DA ÁGUA

---

## **6. - TRATAMENTO DA ÁGUA**

### **6.1 - PRELIMINARES**

Para comunidades de pequeno e médio porte, os sistemas compostos de tratamento de água para abastecimento público vem sendo cada vez mais utilizados com alternativas técnicas econômico

Esses sistemas possuem a vantagem de serem modulares, portando oferecem oportunidade de ampliação quando necessário, exigem menos espaço e podem ser desmontados e transferidos. As instalações industrializadas são facilmente adquiridas, podem ser instaladas com rapidez, apresentam segurança de custo e são reaproveitáveis

Dentre os vários produtos presentes no tratamento no mercado apresentar-se-á neste trabalho um deles, sendo que qualquer produto similar, que tendo especificações técnicas semelhantes e se proponha a garantir a qualidade do afluente, poderá substituí-lo

Para poder fazer uma avaliação justa do melhor tipo de instalação compacta a ser utilizada, é preciso verificar, a qualidade da água, vazões requeridas, facilidade de operação, resultados desejados, vida útil. É importantíssimo que a matéria-prima utilizada para construir a estrutura da estação seja imune à ação de produtos químicos e às intempéries

### **6.2 - COMPONENTES**

A ETA é composta de uma unidade que combina as funções de clarificação e filtração, câmara de carga (câmara distribuidora), dosadores de produtos químicos mediante Kits de preparações e dosagem e de laboratórios para análise de água. A seguir descreve-se as características básicas dos principais componentes da ETA

## - Clarificador

### Descrição do funcionamento

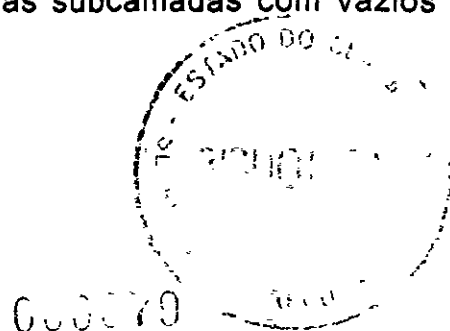
A câmara de carga assegura a taxa de filtração adotada em projeto e facilita as condições operacionais, a entrada de água bruta na câmara far-se-á por cima através de um vertedor com indicador para medição de vazão mínima e máxima, a câmara dispõe de visor com escala para acompanhamento de perda de carga na filtração

O coagulante, sulfato de alumínio, será aplicado na tubulação de alimentação do clarificador. A água bruta depois que recebe o coagulante, é diretamente encaminhada para o clarificador. É nesta etapa inicial que ocorre a neutralização das cargas das impurezas, tais como partículas coloidais, microorganismos em geral e substâncias que conferem cor à água

Combinando as funções de clarificação e filtração numa única unidade, a peça possui no porte inferior, uma camada de pedregulho especialmente graduada, sobre a qual encontra-se disposta a camada de areia, com granulometria apropriada

A água coagulada no mecanismo de neutralização de carga entra na parte inferior, numa câmara central, de onde através de difusores especiais é distribuída uniformemente na camada de pedregulhos, na qual ocorrem, fundamentalmente, as operações floração por contato e a sedimentação resultando numa espécie de manto de lodo, responsável principal pelo elevado desempenho da unidade

A medida que a água coagulada atravessa o médio filtrante as impurezas vão sendo parcialmente retiradas em partes deslocadas sob formas de flocos de uma subcamada para a seguinte onde ocorre a retenção e novo deslocamento parcial. Na areia o princípio lógico da filtração é mantido, já que a água com maior quantidade de impureza encontra inicialmente as subcamadas com vazios intergranulares de tamanhos maiores



Verifica-se também, em toda a camada filtrante o processo de clarificação e que acumulação de impurezas não ocorre apenas na primeira base do contato

O efluente obtido é utilizado para abastecimento após a desinfecção e correção do PH da água clarificada e filtrada

Após o tratamento a água é conduzida até o reservatório enterrado através de uma tubulação

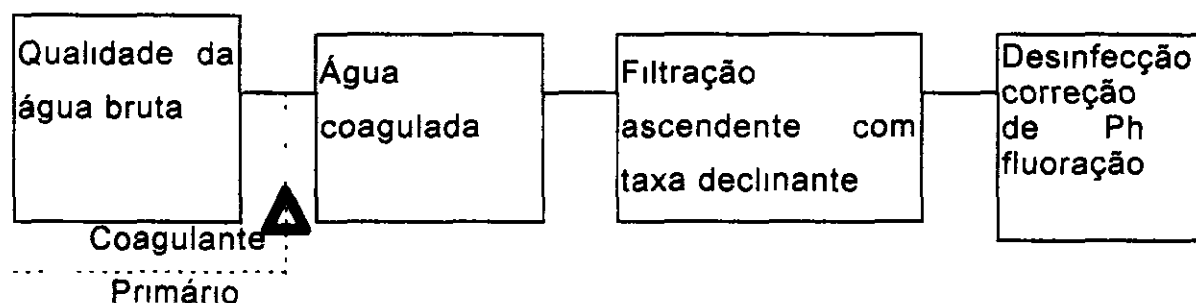
- Lavagem da unidade

A lavagem da câmara, será realizados por conjuntos motor-bombas que permitam uma velocidade de lavagem de 0,9 a 1,0 m/mim, a pressão de entrada da tubulação de 11 a 14 mca sendo o tempo de lavagem de 08 a 10 minutos

- Dosagem de Produtos químicos

A dosagem de produtos químicos na água será feita mediante Kits de preparação e dosagem, após succionados dos tanques de preparo das respectivas soluções. Será adicionados a água bruta para coagulação, sulfato de alumínio e coadjuvante quando necessário. Para a desinfecção, será utilizado o cloro. As dosagens corretas serão determinados por teste de jarro, determinações de cor, turbidez, PH e cloro residual

- Esquema da Tecnologia adotada





### 6.3 - DIMENSIONAMENTO DA ETA

A seguir, será apresentado o dimensionamento da unidade, baseada em bibliografia especializada, de onde forem retirados os parâmetros

#### Dados do projeto

- Vazão	20,76 l/s
- Tempo de funcionamento	24 horas

#### Parâmetros de projeto

A filtração direta ascendente pode ser utilizado, com sucesso, em águas que apresentam os seguintes limites

- cor verdadeira máxima	200 uc
- Turbidez máxima	200 ut
- Cor aparente máxima	1000 uc
- Teor de ferro	20 mg/l
- Teor de manganês	2 mg/l

É recomendada para águas provenientes de açudes ou represas, ou seja, para água de baixa turbidez, não sujeitas a variações repentinas de qualidade

Parâmetros	variação
Redução de cor e turbidez	96 a 99%
Redução bacteriológica	90 a 97%
taxa de filtração	120 a 240m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> / dias
Velocidade de lavagem	0,8 a 1,2 m/min
Tempo de lavagem	6 a 10 min
Careira de Filtração	24 a 72 horas
Altura de água acima do topo da areia	0,60 a 1,20 m

Espessura da camada suporte	0,60 a 0,80
Espessura da camada de areia	1,60 a 1,80 m
Altura total da caixa de filtro	3,00 a 4,20 m

- Características da areia

Tamanho dos grãos	0,59 a 2,00 mm
tamanho efetivo	0,70 a 0,85 mm
Coefficiente de desuniformidade	1,5 a 1,7
Características da camada suporta	$2,4 \leq \varnothing \leq 38,00$ mm
Fundo dos filtros	fundo em forma de troncos cônicos
Perda de carga final	<2,40 m

- Filtros - Camada de areia

**a) Número de filtro**

$$n = 0,044 \sqrt{Q} \text{ sendo } Q = \text{vazão em m}^3/\text{dias}$$

$$n = 0,044 \sqrt{1793,664}$$

$$n = 1,86$$

número de filtro adotado  $n = 03$

**b) taxa de filtração**

Adotado inicialmente  $200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$

Área necessária

$$A = \frac{1793,664}{200}$$

$$A = 8,96 \text{ m}^2$$

Área de cada filtro

Adotando-se a forma circular o diâmetro de 2,00 m tem-se para a área de cada filtro,

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A = \frac{3,14 \times (2,0)^2}{4}$$

$$A = 3,14 \text{ m}^2$$

Área total efetiva

$$A = 3,14 \times 3 = 9,42 \text{ m}^2$$

Taxa de filtração efetiva

$$\frac{Q}{A_t} = \frac{1793,664}{9,42} = 190,41 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ dia}$$

A taxa de filtração aparentemente alta, está dentro dos prâmetros de projeto anteriormente especificados, porém é bom lembrar que esta taxa é na vazão de horizonte de projeto. Ficaria a critério da concessionária, verificar a necessidade de colocar um terceiro filtro e no período realmente necessário, pois a taxa atingirá 180 m<sup>3</sup> / m<sup>2</sup> dia quando a vazão for 1 695,60 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia (19,625 l/s)

#### c) Altura da caixa de filtro

Altura livre adicional	0,15 m
Altura da água sobre a areia	0,85 m
Espessura da camada de areia	1,60 m
Espessura da camada de pedregulho	0,70 m,

#### d) Camada de areia

Será utilizado areia com as seguintes especificações

Granulometria	0,59 a 2,00 mm
Tamanho efetivo	0,84 mm
Coefficiente de desuniformidade	<1,7

### e) Camada de pedregulho

A camada de pedregulho será graduada conforme os seguintes tamanhos e profundidades do alto da camada até o fundo do filtro

Tamanho (mm)	espessura (cm)	camadas
De 6,4 a 12,7	12,5	6ª
De 12,7 a 19,0	12,5	5ª
De 2,4 a 4,8	12,5	4ª
De 6,4 a 12,7	7,5	3ª
De 19,0 a 25,4	7,5	2ª
De 25,4 a 38,0	17,5	1ª
<b>TOTAL 2</b>	<b>70,00</b>	

### f) perda de carga inicial (filtro limpo)

Durante a filtração, a água, ao atravessar o meio filtrante, perde determinada quantidade de energia, cuja avaliação é muito importante porque constitui um elemento básico do projeto dos filtros

#### f a) meio filtrante limpo

Para o cálculo de perda de carga inicial, será utilizada a seguinte expressão

$$h_i = 150 \frac{v (1-\varepsilon)^2}{g \varepsilon^3} \frac{L_f}{C_e^2} T \sum \frac{X_i}{d^2} + 1,75 \frac{(1-\varepsilon) L_f (T)^2}{\varepsilon^3 C_e g} \sum \frac{X_i}{d}$$

onde

$H_i$ - perda de carga (m),

$L_f$  - espessura de meio filtrante (m) - 1,60 m,

g- aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>)= 9,81 m/s<sup>2</sup>.

ε - porosidade de meio filtrante limpo (adimensional) =0,42.

C<sub>e</sub>- coeficiente de esfericidade (adimensional) = 0.75.

T - velocidade ascensional (m/s) - 2.20x10<sup>-3</sup> m/s.

$$V_v = \frac{u}{\rho a} = \frac{\text{viscosidade absoluta da água (m}^2 / \text{s)}}{\text{massa específica de água}} = 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$h_1 = 150 \cdot \frac{10^{-6}}{9,81} \frac{(1-0,42)^2}{(0,42)^3} \cdot \frac{1,60 \cdot 2,20 \cdot 10^{-3}}{(0,75)^2} 79 \cdot 10^4 +$$

$$+ 1,75 \frac{(1-0,42)}{(0,42)^3} \frac{1,60 \cdot (2,20 \cdot 10^{-3})^2}{0,75 \cdot 9,81} 853 =$$

$$h_1 = 0,3432 + 0,0123$$

$$h_1 = 0,36 \text{ m}$$

Cálculo de  $\sum \frac{X_i}{d^2} e \frac{X}{d}$

onde

X<sub>i</sub> = fração do material no caso de meio filtrante não uniforme,

d = tamanho médio dos grãos entre peneiras consecutivas da série granulométrica (m)

subcamada	espessura (m)	tamanho dos grãos(mm)	d (mm)	X <sub>i</sub>	$\frac{X_i}{d}$ (m)	$\frac{X_i}{d}$ (m x10 <sup>4</sup> )
1	0,16	0,59 - 0,84	0,70	0,10	143	20,4
2	0,16	0,84 - 1,00	0,92	0,10	109	11,8
3	0,40	1,00 - 1,19	1,09	0,25	229	21,0
4	0,40	1,19 - 1,41	1,30	0,25	193	14,8
5	0,24	1,41 - 1,68	1,54	0,15	97	6,6
6	0,24	1,68 - 2,00	1,83	0,15	82	4,5
$\Sigma$	1,60			1,00	853	79

*f b) Camada suporte*

Usando a mesma equação, com

$$\varepsilon = 0,40 \quad C_e = 0,70 \quad L_f = 0,70$$

$$h_2 = 150 \cdot \frac{10^{-6}}{9,81} \frac{(1-0,40)^2}{(0,40)^3} \frac{0,70}{(0,70)^2} 2,20 \times 10^{-3} = 29519,6 +$$

$$+ 1,75 \frac{(1-0,40)}{(0,40)^3} \frac{0,70}{0,70} \frac{(2,20 \times 10^{-3})^2}{9,81} = 142,34$$

$$h_2 = 0,0080 + 0,0012$$

$$h_2 = 0,009 \text{ m}$$

Cálculo de  $\sum \frac{x_i}{d^2}$  e  $\sum \frac{x_i}{d}$

subcamada	espessura	tamanho	d	xi	$\frac{xi}{d}$ (m <sup>-1</sup> )	$\frac{xi}{d^2}$ (m <sup>-2</sup> )
a	a(m)	(mm)	(mim)			
1	0,175	25,4-38,0	31,10	0,26	6,89	221,60
2	0,075	19,0-25,4	20,00	0,10	5,50	275,00
3	0,075	6,4-12,7	9,00	0,10	12,22	1 358,00
4	0,125	2,4-4,8	3,40	0,18	84,03	24 715,80
5	0,125	12,7-19,0	13,50	0,18	21,48	1 591,20
6	0,125	6,4-12,7	9,00	0,18	12,22	1 358,00
Σ	0,70			1,00	142,34	29 519,60

### g) Velocidade mínima de fluidificação

Utiliza-se a fórmula de Amirtharajah e Cleasby no sistema MKfS, para se encontrar a velocidade mínima de fluidificação

$$V_{mf} = \frac{1,2845 \cdot 10^{-6} \cdot d^{1,82} [\gamma_a \cdot (\gamma_s - \gamma_a)]^{0,94}}{\mu_a^{0,88}}$$

onde

d = diâmetro  $d_{60}$

$\gamma_a$  = Peso específico de água = 1000 kg/m<sup>3</sup>

$\gamma_s$  = Peso específico do grão de areia = 2650 kg/ m<sup>3</sup>

$\mu_a$  = viscosidade absoluta, ou dinâmica, da água = 10<sup>-4</sup> kgfm<sup>2</sup>s

considerando-se  $d_{10}$  (diâmetro efetivo) = 0,84 mm

$C_{du}$  (coeficiente de desuniformidade) = 1,6

$$\text{temos } C_{du} = \frac{d_{60}}{d_{10}} \Rightarrow d_{60} = C_{du} \cdot d_{10} = 1,60 \cdot 0,84 = 1,34 \text{ mm}$$

$$d_{60} = 1,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

logo,

$$V_{mf} = \frac{1,2845 \cdot 10^{-6} \cdot (1,34 \cdot 10^{-3})^{1,82} [1000(2650 - 1000)]^{0,94}}{(10^{-4})^{0,88}}$$

$$V_{mf} = 1,2845 \cdot 10^{-6} \cdot 1,34^{1,82} \cdot 10^{-5,46} \cdot 6,99 \cdot 10^5 \cdot 10^{3,52}$$

$$V_{mf} = 15,29 \cdot 10^{-2,94} = 0,018 \text{ m/s}$$

Isto para N° de Reynolds (Re) < 10, caso contrário corrigi-lo

N° de Reynolds

$$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot d}{\mu} \text{ onde, } \rho - \text{ massa específica da água} = 102 \text{ kgf m}^{-4} \text{ s}^2 \text{ (u t m),}$$

v - velocidade de fluidição calculada em m/s,

d - tamanho do diâmetro do grão de areia médio em m

$$Re = \frac{102 \cdot 0,018 \cdot 1,34 \cdot 10^{-3}}{10^{-4}}$$

$$Re = 24,60 > 10$$

velocidade corrigida

$$V_{mf} = K_{mf} \cdot V$$

$$V_{mf} = K_{mf} \cdot Re_{mf}^{-0,272} = 1,775 \cdot 24,6^{-0,272} = 0,74$$

$$V_{mf} = 0,74 \cdot 0,018 = 0,013 \text{ m/s}$$

Com este dado, adotar a velocidade para expansão do leito filtrante que é 0,015 m/s > 0,013 m/s, e calcula-se o número de Reynold e número de Galileu para essa velocidade, para depois entrar no ábaco do livro Di Bernardo pág 48 e 49



### h) Espessura do leito filtrante expandido

Cálculo do Re e Ga p/ velocidade adotada (V=0,015 m/s)

$$Re = \frac{102 \cdot 0.015 \cdot 1,34 \cdot 10^{-3}}{10^{-4}} = 20,50 \text{ (sistema Mkgf s)}$$

$$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \rho_s \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2} \text{ (sistema MKS)}$$

onde,  $\rho_a = 1000 \text{ Kg/m}^3$

$$\rho_s = 2650 \text{ Kg/m}^3$$

$$\mu = 10^{-3} \text{ Kg m}^{-4} \text{ s}^2$$

$$D_{eq} = 1,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$Ga = \frac{(1,34 \cdot 10^{-3})^3 \cdot 1000(2650 - 1000) \cdot 9.8}{(10^{-3})^2} = 38907$$

Entrando-se no ábaco, com  $C_e = 0,70$  (coeficiente da esfericidade) tem-se

$$\rho \cong 0,50$$

A espessura do leito expandido é dado por

$$Le = \left(1 + \frac{P - P_0}{1 - P}\right) L \text{ onde } P_0 = \text{porosidade do leito filtrante em repouso,}$$

$P =$  porosidade do leito filtrante expandido

$L =$  espessura da camada de areia em repouso

$Le =$  espessura da camada de areia expandida

$$Le = \left(1 + \frac{0,50 - 0,42}{1 - 0,50}\right) \cdot 1,60$$

$$Le = 1,16 \cdot 1,60$$

$$Le = 1,86 \text{ m}$$

**i) Perda da carga no meio filtrante expandido e na camada suporte**

- expansão adotada da areia, 20% > 16% calculada

- Areia expandida

$$- \Delta h_e = \frac{L(1-\varepsilon)(\rho_s - \rho_e)}{\rho_e}$$

$$- \Delta h_e = \frac{1,92(1-0,42)(2,65-1,00)}{1,0}$$

$$- \Delta h_e = 1,84 \text{ m}$$

- Camada suporte

$$- \Delta h_s = 1,36 T + 1,03 T^2$$

$$- \Delta h_s = 1,36 \cdot 0,0150 + 1,03 \cdot (0,0150)^2$$

$$- \Delta h_s = 0,02 \text{ m}$$

A perda de carga total é menor do que 2,00m

**j) Calha**

A canaleta servirá tanto para a coleta de água filtrada como para a coleta de água de lavagem

- tipo	calhas superficiais c/ orifícios
- largura	0,40 m
- altura inicial	0,35 m
- altura final	0,50 m
- número de calhas	01
- número de orifício por calhas	50 (25 por lado)

- espaçamento entre os orifícios 8,0 cm

- vazão por orifício

$$q = \frac{6,92}{50 \cdot 1} = 0,14 \text{ l/s}$$

- diâmetro dos orifícios  $d = 19 \text{ mm}$

- área dos orifícios  $a = 2,84 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

- perda de carga nos orifícios

$$q = C_d \cdot A \sqrt{2gh}$$

$$h = \frac{1}{19,62} \left[ \frac{1,4 \cdot 10^{-4}}{0,61 \cdot 2,84 \cdot 10^{-4}} \right]^2 \quad h \cong 0,03 \text{ m}$$

- água de lavagem

vazão de lavagem 47,10 l/s

altura da água nas bordas da calha

$$Q = 1,838L H^{\frac{3}{2}} \quad h \cong 0,035 \text{ m}$$

É importante ressaltar que a parte inferior da calha coletora de água de lavagem deverá estar acima do topo do leito filtrante expandido, para evitar a perda de seu material durante a lavagem

### l) A água de lavagem

A água para lavagem de sentido ascensional será proveniente de bombeamento direto

Tempo de lavagem  $t = 9 \text{ min}$

Velocidade de ascensão de água  $v_a = 0,9 \text{ m/min}$

Vazão de lavagem

$Q = S Va$  sendo  $S = \text{área do filtro, m}^2$ ,

$Va = \text{Velocidade de ascensão, m/s}$

$$Q = 3,14 \cdot 0,0150$$

$$Q = 0,0471 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 169,65 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = 47,10 \text{ l/s}$$

**m) Volume mínimo de reservatório.**

De acordo com a NB-592, o volume de reservatório deve ser estabelecido para o tempo mínimo de lavagem igual a 10 minutos, com vazão correspondente à velocidade ascensional adotada

$V_{res} = 1,5 V_{lav}$  sendo  $V_{res}$  é o volume do reservatório,  $\text{m}^3$ ,

$V_{lav}$  é o volume correspondente a lavagem de 1 filtro,  $\text{m}^3$

$$V_{res} = 1,5 \cdot Q \cdot T$$

$$V_{res} = 1,5 \cdot 0,0471 \cdot 10 \cdot 60$$

$$V_{res} = 42,39 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume mínimo adotado} = V_{res} = 50,00 \text{ m}^3$$

**n) A água gasta na lavagem por filtro**

$$169,56 \cdot \frac{9}{60} = 25,43 \text{ m}^3$$

## 6.4 - PRODUTOS QUÍMICOS

### Finalidade

A desinfecção é o tratamento destinado a exterminar os germes patogênicos porventura existentes na água, através de desinfetantes que agem por ação física, oxidante ou venenosa

Embora sejam numerosos os desinfetantes, poucos têm aplicação prática, destacando-se o cloro e seus compostos

O cloro é utilizado para prevenir eventual contaminação da água em pontos vulneráveis do sistema de suprimento

A aplicação do cloro na água é feita na saída dos filtros, denomina-se pós-cloração

Existem vários tipos de dosadores para a aplicação do cloro ou seus compostos na água. Apresentaremos um deles, o Dose-Kit

O Dose-kit é usualmente utilizado na preparação e dosagem de soluções químicas como Sulfato de Alumínio, hipoclor, Fluorsilicato de Sódio, etc

O Dose-Kit consta de

Tanque com cocho para dissolução do produto e armazenamento da solução,

Misturador destinado à acelerar a dissolução do produto químico, preparação e homogeneização das soluções e/ou suspensões para dosagem de soluções ou suspensões químicas

Para preparação de solução é necessário o seguinte procedimento

Colocam-se os produtos químicos dentro do cocho, abre-se o registro da entrada de água para o início da dissolução, liga-se o misturador para acelerar a dissolução e homogeneizar

A dosagem da solução é feita através da ligação da bomba química que succiona o produto do tanque recalçando-o até o ponto de aplicação

A regulagem da dosagem é feita através da válvula do diafragma existente na tubulação de saída da bomba. A válvula é acionada mediante movimento relativo em seu cabeçote. A escala gravada no rotâmetro indica a dosagem na parte superior da agulha indicativa

- Consumo dos produtos químicos

utilizou-se a seguinte fórmula

$$qd = \frac{D \cdot Q}{\% \cdot 10} \text{ onde, } qd \text{ é a vazão da dosagem em l/h}$$

D é a dosagem em ppm ( $\text{mg/l} = \text{g/m}$ )

% é o valor absoluto de concentração da solução

10 é o valor da correção

Q é a vazão do sistema em  $\text{m}^3/\text{l}$

#### a) Sulfato de Alumínio

A vazão do sistema é de  $20,76 \text{ l/s} \cong 20,76 \cdot 3,6 \cong 74,74 \text{ m}^3/\text{h}$

A dosagem media da solução de sulfato de alumínio é de 20 ppm

A concentração de solução de alumínio é de 5 %, logo a vazão de dosagem será de

$$qd = \frac{20 \cdot 74,74}{5 \cdot 10}$$

$$qd = 29,90 \text{ l/h}$$

Sendo a jornada de trabalho 24 horas por dia, e pretendendo-se carregar o Kit de dosagem uma vez por dia, este terá o volume de,

$$\text{Vol} = \frac{29,90 \text{ l}}{\text{h}} \cdot 24 \text{ h} = 717,60 \text{ l}$$

Será adotado kit com capacidade de 750 litros

## b) Cloração

Para hipocloritos, têm-se as seguintes concentrações de cloro ativo

hipoclorito de sódio 10%,

hipocal 30%

As concentrações usuais de soluções de hipocloritos são

hipoclorito de sódio 10%  $\Rightarrow$  1% de cloro ativo,

hipocal 5%  $\Rightarrow$  1,5% de cloro ativo

A dosagem média de 2 ppm de cloro ativo com hipocal (30% de cloro ativo) será de

$$qd = \frac{2 \cdot 74,74}{1,5 \cdot 10} = 9,97 \text{ l/h}$$

Considerou-se uma solução de 5% de hipocal

Sendo a jornada de trabalho 24 horas por dia e pretendendo-se carregar o kit de dosagem uma vez a cada dois dias, este terá o volume de

$$\text{Vol} = \frac{9,97 \text{ l}}{h} \cdot 48h = 478,56 \text{ l}$$

será adotado kit com capacidade de 500 litros

## c) Cal Hidratado

A dosagem média de 25 ppm de Cal Hidratado com solução a 10% será de

$$qd = \frac{25 \cdot 74,74}{10 \cdot 10}$$

$$qd = 18,69 \text{ l/h}$$

Sendo a jornada de trabalho 24 horas por dia, e pretendendo-se carregar o kit de dosagem uma vez por dia, este terá o volume de

$$\text{Vol} = \frac{18,69\text{l}}{h} 24h = 448,56 \text{ l}$$

Será adotado kit com capacidade de 500 litros

#### **d) Fluorsilicato de sódio**

A dosagem média de 2 ppm com solução a 3% será de

$$qd = \frac{2 \cdot 74,74}{3 \cdot 10} = 4,98 \text{ l/h}$$

Sendo a jornada de trabalho 24 horas por dia e pretendendo-se carregar o Kit de dosagem uma vez a cada três dias este terá o volume de

$$\text{Vol} = \frac{4,98\text{l}}{h} 72h = 358,56 \text{ l}$$

O terceiro Kit no projeto é prevendo a possibilidade de ser utilizado para a remoção da dureza da água ou/e a fluoração

A aplicação do flúor nas águas de abastecimento é para proteger os dentes, principalmente das crianças



## 7. - RESERVAÇÃO - RESERVATÓRIO

---

## 7. - RESERVAÇÃO - RESERVATÓRIO

### 7.1 - PRELIMINARES

#### - Finalidade

A reservação, materializada pelo(s) reservatório(s), neste projeto, tem por finalidade

- armazenar água nos períodos em que a vazão de adução supera a de consumo, para liberá-la nos outros períodos (reserva de equilíbrio),

- armazenar água para ser utilizada quando a adução for normalmente interrompida (reserva emergência)

A reservação permite que a adutora seja dimensionada para a demanda máxima diária e não para a demanda do dia e da hora de maior consumo, tornando-a, assim, mais econômica

#### - Número

O porte dos vilarejos a serem beneficiados, pouco populosos, as vezes praticamente planas, algumas se desenvolvem linearmente e por vezes bem acidentadas são necessárias apenas um reservatório, localizado em ponto para atender integralmente à área abastecida

#### - Tipo

Se as condições topográficas são propícias optou-se pelo reservatório apoiado. É o tipo mais econômico, seu fundo se encontra em contato com o terreno

No caso da necessidade da existência de reservatório elevado, optou-se por medida de economia que o seu volume fosse no máximo 80 m<sup>3</sup>, e o restante

necessário para beneficiar a população fosse complementado pelo reservatório apoiado

No reservatório elevado, o fundo situa-se acima do terreno, mercê de uma estrutura de sustentação

A altura útil  $h$  será no máximo 3.00 m, tanto para o reservatório elevado como para o reservatório apoiado, esta altura foi determinada, para tornar pequenas as variações de pressão na rede

A cota  $c$  que deve ter o fundo do reservatório elevado foi definida para ser capaz de propiciar a pressão dinâmica mínima no ponto mais desfavorável da futura rede de distribuição. Pelo poste dos lugarejos a estrutura de sustentação do reservatório deve ter uma altura  $h$  de no máximo 9 metros

#### - Funcionamento

É reservatório de montante, pois toda água destinada ao consumo passa por ele antes de atingir a rede de distribuição. Possui uma tubulação de entrada de água e uma de saída

#### - Compartimentação

Os reservatórios serão projetados apenas com uma câmara. Deve ser evitado a construção de duas ou mais unidades interligadas entre si através de tubos por precaução de pontos que criam vazamentos

#### - Formato

Quanto ao formato, os reservatórios podem ser de base retangular ou circular. No caso optou-se pelo circular quando reservatório elevado e retangular o apoiado

#### - Cálculo de reservação

Não dispondo de dados referentes à variação horária de consumo, e sendo a adução contínua durante as 24 horas do dia, optou-se, para a reservação total a

relação de Friihling "Os reservatórios de distribuição devem ter capacidade suficiente para armazenar o terço do consumo diário correspondente aos setores por eles abastecidos"

No caso de reservatórios elevados por medida econômica preferiu-se o dimensionamento na base de 1/5 do volume a ser distribuído em 24 horas

## **7.2 - DETALHES DOS RESERVATÓRIOS**

### **a) Dimensões**

A altura útil adotada foi de 3,0 m, e excepcionalmente foi utilizado o máximo de 4,0 m no reservatório apoiado e o mínimo de 2,40 m no reservatório elevado

A altura foi pré-determinada, para tornar pequenas as variações de pressão na rede futura

### **b) Paredes**

As paredes poderão ser de alvenaria de pedra, de tijolo, de concreto armado comum, concreto armado protendido, de aço ou mesmo de fibra de vidro

O importante é a manutenção do volume calculado pela consultora e a impermeabilização de acordo com o material utilizado

### **c) Fundo**

É conveniente que o fundo tenha declividade mínima de 0,50 por cento em direção à abertura de descarga, a fim de facilitar o refugo da água após as limpezas

### **d) Cobertura**

A cobertura destina-se a proteger, contra qualquer perigo de poluição, a água potável que vai ter ao reservatório. Além do mais, impedindo a penetração

dos raios solares, a cobertura impossibilita o desenvolvimento de algas na água, as quais poderiam provocar odor e sabor desagradáveis

Nos reservatórios apoiados de grande capacidade e de pequena altura, a laje da cobertura possui vigas que se apoiam em pilares simetricamente dispostos

#### **e) abertura de inspeção**

A abertura de inspeção é a passagem que se deixa na cobertura para permitir a vista ao interior do reservatório

A abertura quadrada com 0,60 x 0,60 m, tem um dos lados no prolongamento da face interna da parede do reservatório, onde fica instalada a escada de acesso

Na cobertura plana do reservatório apoiado, a abertura de inspeção, terá ressaltos feitos no contorno da abertura, para impedir que a água passe da cobertura para o interior do reservatório

#### **f) Escada de acesso**

O acesso ao interior e à coberta do reservatório apoiado será feito através de degraus de vergalhão de ferro de 3/4", engastados na parede a intervalos de 0,30 m

Nos reservatórios elevados de forma cilíndrica, os degraus externos deste podem prolongar-se para baixo por um dos pilares

Para impedir que qualquer pessoa tenha fácil acesso ao depósito, será prudente colocar o primeiro degrau aproximadamente a 2 (dois) metros acima do nível do terreno

As escadas com degraus de vergalhão são as mais simples e econômicas, porém podem, a critério da SRH, dar lugar à escada de marinheiro

Recomenda-se para as escadas metálicas, que imponham o uso das mãos a proteção denominada guarda-corpo

#### **g) Chaminé de ventilação**

A cobertura do reservatório é provida de chaminés de ventilação, dispostas simetricamente, a fim de que o nível d'água fique sempre sob a pressão atmosférica

As aberturas das chaminés é provida de telas de malha de 16", a fim de impedir a passagem de substâncias estranhas e de insetos, como mosquitos, para o interior dos reservatórios

Teremos 2 chaminés de ventilação

#### **h) Entrada de água**

O suprimento sendo feito por gravidade, haverá uma válvula automática de controle na extremidade da tubulação de entrada, a fim de que a passagem da água para o interior do reservatório, quando o mesmo estiver cheio, seja interrompida

*Nos reservatórios de montante, em que a tubulação de entrada independe da saída, terminando um pouco acima do nível máximo da água, tem-se como melhor solução a travessia da parede logo acima desse mesmo nível. A penetração em cota inferior, quer pela parede, quer pelo fundo, é inconveniente, devido aos vazamentos a que pode dar lugar em volta da tubulação*

#### **i) Saída de água**

A saída de água processa-se pelo fundo do reservatório, esse terá um rebaixo para realmente ser aproveitado todo o volume útil

A tubulação de saída nos reservatórios apoiados fica em posição diametralmente oposta à de entrada para favorecer a circulação de água,

evitando a sua estagnação. A tubulação de saída será provida de um crivo, para evitar o ingresso na rede, de material grosseiro.

#### **j) Extravasor**

O extravasor tem por finalidade dar saída à água que eventualmente ultrapassa o nível máximo no reservatório.

Uma caixa sem tampa, com paredes terminando superiormente em forma de bisel à altura do nível máximo de água no reservatório, será introduzida na parede deste. No período de extravasamento, por ser extenso o contorno da caixa, a lâmina que nela se formará será delgada, permitindo-se adotar menor altura livre adicional para o reservatório.

Rente ao fundo da caixa partirá a tubulação extravasora.

#### **l) Descarga**

A tubulação de descarga destina-se a esvaziar o reservatório, quando necessário. O controle será feito por registro de gaveta.

### **7.3 - RESERVATÓRIO(S) PROJETADO(S)**

Na adutora do rio Banabuiú a Ibicuitinga foi projetado um reservatório elevado (juazeiro de baixo) com volume útil de 80 m<sup>3</sup>. Mais dois reservatórios apoiados (Ibicuitinga e Açude dos Pinheiros) o primeiro com 300 m<sup>3</sup> e o segundo de 80 m<sup>3</sup> de volumes úteis.

#### **- Reservatório Apoiado**

Trata-se de reservatório de concreto armado provido de um compartimento de base retangular.

As paredes possuem seção retangular. A cobertura do reservatório do volume menor é plana, normalmente desprovida de vigas e pilares de

sustentação, em face da pequena distância entre as paredes. Já o reservatório de Ibiçuitinga há necessidade de vigas e pilares de sustentação

Há uma abertura de inspeção, permitindo acesso à única câmara não haverá degraus engastados nas paredes, o acesso será por escada de madeira móvel

A câmara possui um ventilador constituído de um tubo conectado a duas curvas de 90° haverá uma tela de proteção de malha 16

As adutoras que, alimentam os reservatórios apoiados são de recalques, não adotou-se portanto no término da adução um registro automático de entrada. Abaixo da curva de entrada existe uma pequena placa destinada a amortecer o jato d'água, por ocasião de enchimento do reservatório

A saída de água da câmara processa-se do lado oposto ao de entrada, através de um conduto de 150 mm e 75 mm, RA1 e RA2 respectivamente, provido de crivo e de registro, conduto esse que termina no futuro alimentador da rede

O extravasor constitui-se de uma caixa de concreto armado, medindo internamente 2,50 m de comprimento, 0,60 m de largura e 0,50 m de profundidade, no RA1 e 1,00 x 0,60 x 0,50 no RA2 da qual parte um conduto de 150 mm no primeiro reservatório e 75 mm no segundo

Para descarga da câmara foi feito na laje de fundo um rebaixo em forma retangular, do qual parte a tubulação de descarga de 150 mm (RA1) ou 75 mm (RA2), provida de registro

Num poço retangular com 0,60 x 0,60 m de lado é lançada a água do extravasor e da tubulação de descarga, água essa que é refugada por meio de um só conduto de 200 mm

A câmara dispõe de caixas que dá abrigo aos registros das tubulações de saída e de descarga de água



#### - Reservatório Elevado

O reservatório elevado, é de base circular, com 5,50 m de diâmetro e 3,00 m de altura útil, com o fundo a 9,00 m acima do terreno, é sustentado por quatro pilares de 0,20 x 0,20 m. Suas paredes, por questão de estética e economia, foram calculadas como vigas invertidas.

Para o acesso à caixa d'água, dispõe-se de uma escada feita com degraus de ferro de 19 mm (3/4"), fixados no concreto em um dos pilares. O degrau inferior fica a 2,00 m acima do terreno, a fim de dificultar o uso da escada por qualquer pessoa.

Para permitir o acesso a seu interior, os reservatórios possuem uma abertura de inspeção com tampa.

O reservatório elevado foi concebido com derivação para abastecer de água os caminhões-tanque ou carretes transportadas por animais. Há um registro de gaveta para o controle da saída da água.

Em Juazeiro de Baixo, a água é elevada para o reservatório superior mediante uma tubulação associada a uma moto-bomba.

O fundo do reservatório superior, é provido de tubulações de limpeza e parte o conduto que vai alimentar a rede de distribuição e/ou outros pontos de consumo, cujos diâmetros são de 50 mm. A tubulação de extravasão é de 50 mm e localiza-se exatamente no nível máximo da água no reservatório. A tubulação do extravasor deságua livre, em lugar visível pelos munícipes e pelo responsável da operação do sistema.

Chamamos atenção para a necessidade de uma boa impermeabilização das superfícies internas do reservatório.

#### - Impermeabilização dos Reservatórios

Os reservatórios, se construídos de alvenaria ou concreto, devem ser devidamente impermeabilizados. Assim, todas as superfícies internas das

paredes e o fundo, quando completamente secas, sofrerão limpeza com escova de aço para, em seguida, serem bem lavadas. Depois de removidos do fundo todos os detritos decorrentes de limpeza, as mesmas superfícies serão brochadas com uma solução de cimento e água, na proporção de 1 para 20. Quando ainda úmidas serão revestidas com argamassa de cimento de areia (1/3), a cuja água será adicionada a quantidade recomendável pelo fabricante do impermeabilizante para tal fim destinado.

A espessura da camada de cimento e areia deve estar compreendida entre 10 e 20 mm. Depois de totalmente seca, sua superfície receberá uma pintura impermeabilizante.

## 8. - ADMINISTRAÇÃO DE SERVIÇOS DE ÁGUA

---

## **8. - ADMINISTRAÇÃO DE SERVIÇOS DE ÁGUA**

### **8.1 - INTRODUÇÃO**

Um serviço de abastecimento de água é uma empresa cuja atividade envolve habilidade administrativa e conhecimentos de engenharia civil e sanitária necessários para torná-la vitoriosa na prestação de serviços, em segurança e em finanças. A qualidade do serviço prestado é a primeira coisa a ser considerada pela direção da empresa de abastecimento de água, porque dela dependem a segurança da vida e da propriedade. O custo do serviço deve, além disso, ser coberto, visto se admitir que um serviço de água deve ser auto-suficiente. Qualquer déficit de tais serviços deve finalmente, ser coberto pelos contribuintes ou pelos usuários. Embora os lucros sejam considerados secundários, não são desprezados porque a água é um bem negociável e a empresa, seja ela pública ou privada, deve pagar dividendos aos proprietários. Em algumas cidades os serviços de água fornecem os fundos para outros serviços público menos lucrativos ou não lucrativos.

Neste item a consultora coloca a sua experiência nesta área discutindo alguns pontos considerados importantes atualmente para manutenção, operação, tratamento e gerenciamento de um serviço de distribuição de água.

### **8.2 - A NATUREZA JURÍDICA**

O tipo de posse de um serviço de água deve ser escolhido para prestar o melhor serviço pelo menor custo.

Nenhuma decisão pode ser corretamente feita acerca do melhor tipo de propriedade. Exemplos de posse pública e privada podem ser encontrados em todos os países do mundo. Pode-se dizer através de experiência, o que não pode haver é monopólio de posse ou seja, só existir propriedade pública ou somente privada. O ideal é que exista no mesmo estado, as duas modalidades para se chegar a um melhor controle possível dos serviços por parte da população beneficiada.

Os serviços privados podem ser organizados como uma associação, uma sociedade limitada, ou firma individual. Os serviços públicos, podem ser a) organizados independentemente dos demais Departamentos do Governo Municipal, com um responsável perante o Prefeito, b) organizados com um conselho diretamente eleito pelo povo, c) incluídos num ou mais departamentos do governo da cidade, como por exemplo, o Departamento de Saúde Pública, d) um Departamento autônomo, especial, do governo da cidade, e) organizados de outra maneira sendo responsável perante os usuários e o público, seja diretamente, seja através de autoridades eleitas

No estado do Ceará nós temos a) serviços de água municipal, em Crato, b) assistência técnica/administrativa à 25 municípios por parte da Fundação Nacional de Saúde / Governo Federal, c) companhia de água e esgoto do Ceará-Cagece (governo estadual) Ultimamente fala-se de privatização dos serviços de água

### **8.3 - DIFICULDADE DE IMPLANTAÇÃO**

Para se ter uma assistência técnica/administrativa por parte da FNS é só entrar em contato com a Coordenação Regional do Ceará, cujo endereço é Av Santos Dumont, 1390 Telefone 224-94-74 Fortaleza\_Ceará O Coordenador Regional esclarecerá todas as dúvidas

Para se ter a Cagece como tipo de posse do serviço de água basta entrar em contato com a própria, no endereço Av Lauro Vieira Chaves, 1030, telefone 247-24-22, Fortaleza - Ceará

Para criar um Órgão Municipal, ter-se-á várias dificuldades, entre elas salientamos algumas que consideramos básicas, vejamos

#### **Dificuldade de Implantação**

- 1 - Lei Orgânica do Município** As Leis Orgânicas Municipais devem defender o caráter municipal dos serviços de Saneamento Básico e a necessidade de estabelecer critérios (objetivos e transparentes), para a

alocução de recursos no setor, bem como o planejamento integrado com os demais componentes do desenvolvimento urbano

- 2 - **Tratamento Igualitário** Não há tratamento igualitário dos serviços municipais de saneamento e as companhias estaduais de saneamento no Governo Federal e Estadual
- 3 - **Mecanismo de Relacionamento** Não está estabelecido mecanismos claros de relacionamento entre o Governo Federal e os Órgãos Municipais de Saneamento E Governo Estadual e os Órgãos Municipais de Saneamento
- 4 - **Fórum Democrático** Não existe fóruns democráticos onde a sociedade civil possa sugerir, acompanhar e fiscalizar a implantação das políticas e planos do Governo Federal e Governo Estadual
- 5 - **Recursos** Não existe definição clara e precisa de políticas, critérios e parâmetros para priorizar a alocação de recursos
- 6 - **Relacionamento** O estilo existente de relacionamento entre as companhias estaduais e os serviços municipais é arcaico e muitas vezes levam a defesas opostas de opinião, tem que haver um novo estilo de relacionamento

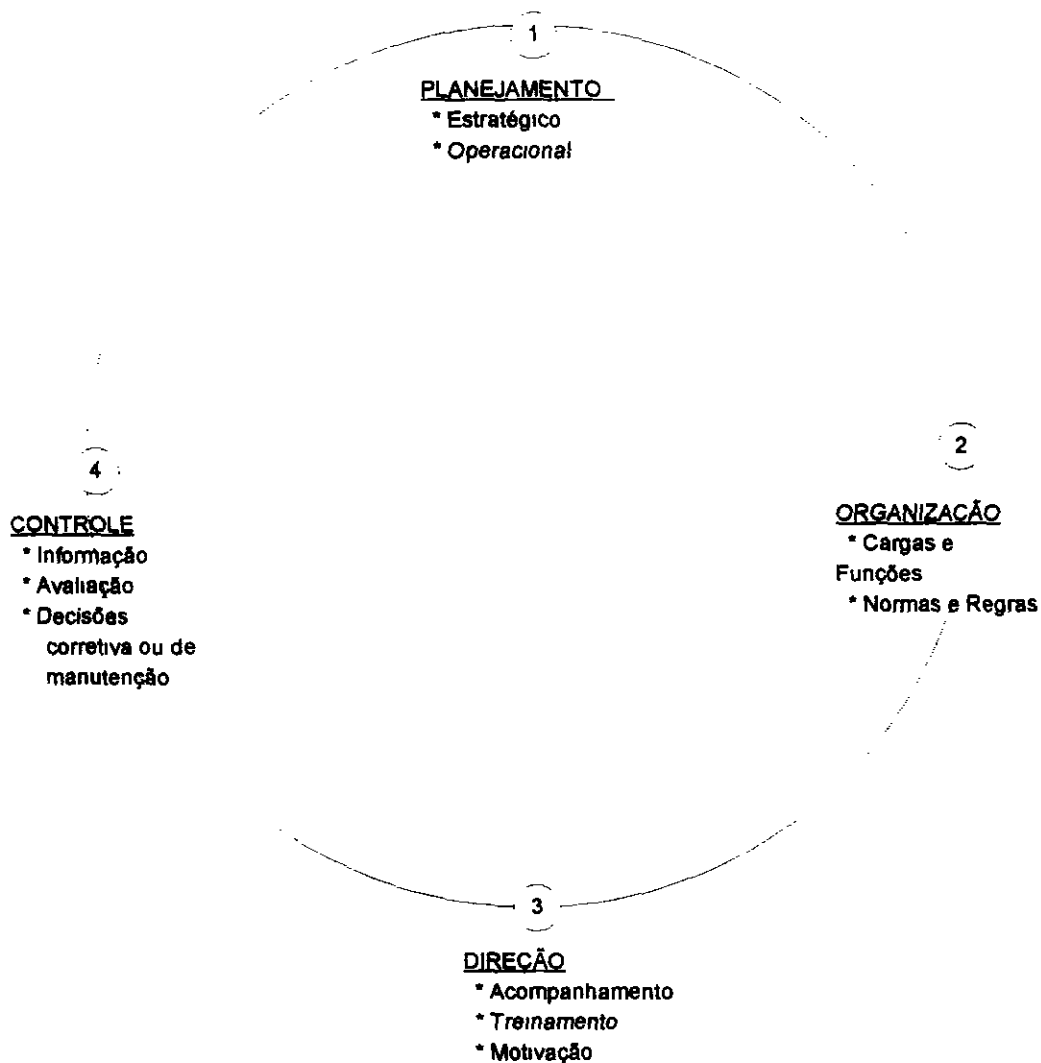
Estes seis itens, ultimamente estão sendo discutidos com o governo federal, estadual e associação de municípios para por em prática um novo modelo de relacionamento. Há um conselho com membros da sociedade civil participando nas discussões.

No estado do Ceará o mais difícil é o governo municipal assumir diretamente o serviço de abastecimento de água por diversos motivos, entre eles Práticas administrativas, Relação com os usuários, Contas do usuário, Pessoal (funcionários), Venda da água (tarifa), etc

## 8.4 - GERENCIAMENTO

O Serviço de Saneamento Básico Municipal, Público ou Privado, deve assumir o ciclo gerencial completo, como na figura abaixo

Figura 8 1  
Ciclo Gerencial



Uma gerência bem sucedida envolve a) O conhecimento das práticas e rotinas do passado e do presente e a antecipação do futuro, b) Planos objetivos, com gráficos e símbolos, para indicar o trabalho do passado, do presente e do futuro, e as realizações, c) Comparação entre os planos para esta organização e os planos vitoriosos usados em outras organizações, d) Alternativas para atender

as contingências e às condições imprevistas, e) Elaboração de especificação de cargos e delimitação de responsabilidades, poderes e deveres de cada empregado nas condições rotineiras e nas emergências, f) Pesquisa para exposição e eliminação das funções desnecessárias, sinecuras, ineficiências e condições julgadas detriminentais a execução satisfatória do serviço, g) Ajuste das tarefas à capacidade da direção e do pessoal, h) Recrutamento e preparo do pessoal em quantidade e treinamento para novas posições e novas responsabilidades, i) Provisão e limitação da delegação de autoridade pelos administradores, diretores, encarregados e outros com autoridade para controlar encargos, sem perda de responsabilidade, j) Desenvolvimento do treinamento em serviço, para dar oportunidade de melhoria e preparar pessoal para posições mais responsáveis, e (l) a preparação do orçamento mensal e anual

### **8.5 - ORGANIZAÇÃO DE UM SERVIÇO DE ÁGUA**

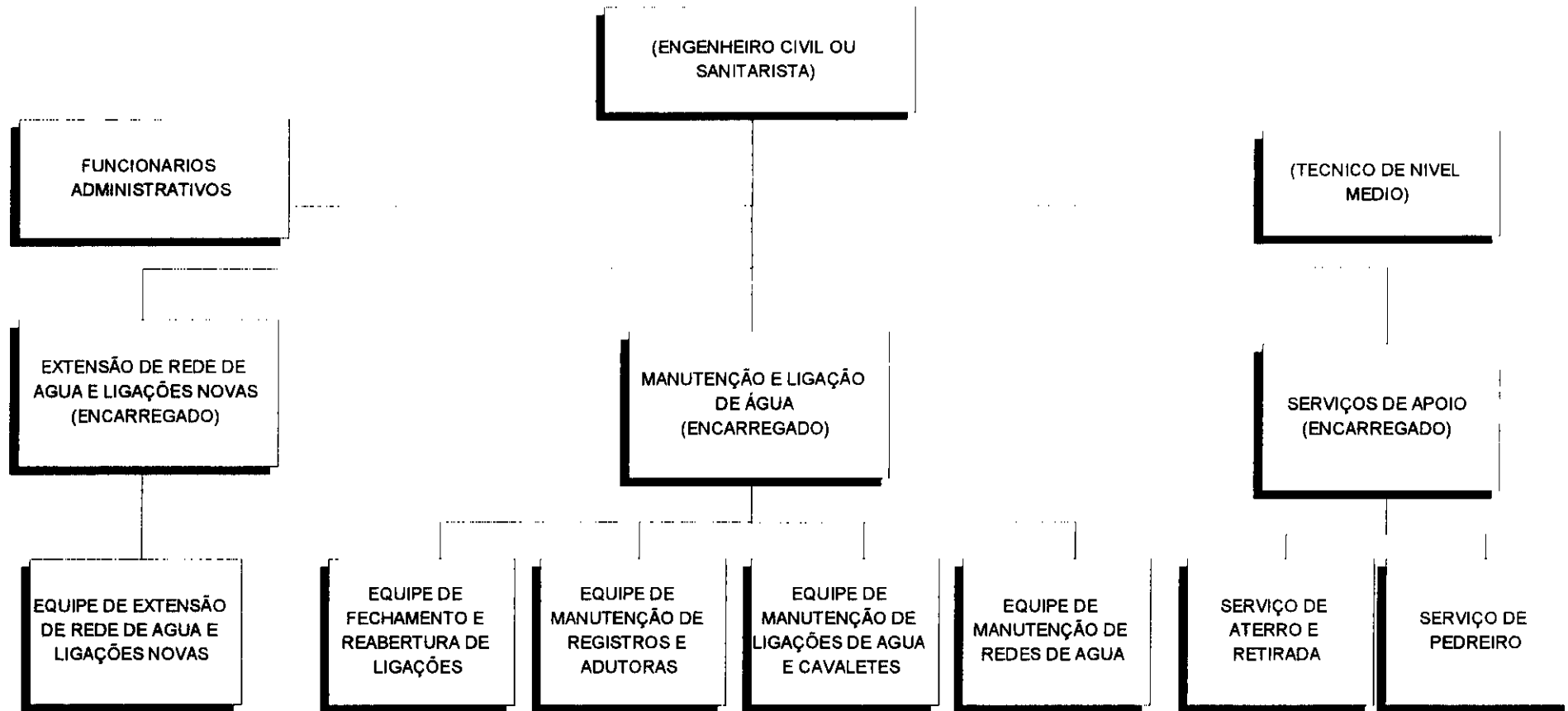
Um tipo de organograma administrativo da organização de um serviço da água é mostrado nas figuras 8 2 a 8 3 Os quadros são apenas sugestivos Deverão ser adaptados de acordo com a realidade

A importância deste item é óbvia, pois é da organização que emanam todas as diretrizes operacionais Saliento, no entanto, que qualquer organograma deve ser considerado como forma dinâmica, podendo e devendo ser alterado de acordo com a experiência e observação própria de cada órgão

Lembro também, que estes organogramas não devem ser encarados como ideais, pois acredito, que eles devem e, via de regra, são elaborados tendo em vista os elementos humanos que o compõem



**FIGURA 8.3**  
**ORGANOGRAMA DA GERÊNCIA DA ÁGUA**



## **8.6 - PRINCIPAIS DIFICULDADES**

As principais dificuldades hoje, num serviço de água são

### **1 0 ATIVIDADES TÉCNICAS**

1 1 Atualização cadastral,

1 2 Controle de perdas,

1 2 1 Micromedição,

1 2 1 Macromedição.

1 3 Informatização

1 4 Controle de qualidade de água,

1 5 Planejamento,

1 6 Sistema tarifário,

1 7 Construção de sedes,

1 8 Eficiência, custos reduzidos e qualidade elevada nos serviços

1 9 Qualidade de material/equipamento x custos(a busca do equilíbrio),

1 10 Manutenção da frota

### **2 0 ATIVIDADES ADMINISTRATIVAS**

2 1 Assessoria jurídica e licitação,

2 2 Legalização dos imóveis,

2 3 Recursos humanos e desenvolvimento institucionais,

2 4 Plano de cargos e salários,

2 5 Regimento interno,

2 6 Autarquia / Companhia / Sociedade anônima municipal,

2 7 Regulamento dos serviços tendo em vista o novo código de defesa do consumidor e lei orgânica municipal,

2 8 Diretrizes de atuação dos diversos segmentos.

2 9 Privatização x Municipalização x Companhia Estadual

### 3 0 ATIVIDADES ECONÔMICAS

3 1 Financiamento nos diversos estágios na vida de um serviço de água promoção, estudo preliminar, projeto, construção, manutenção, operação, tratamento e gerenciamento Durante todos os estágios deve ser dada consideração ao financiamento

## 8.7 - PROCEDIMENTOS DE SERVIÇOS

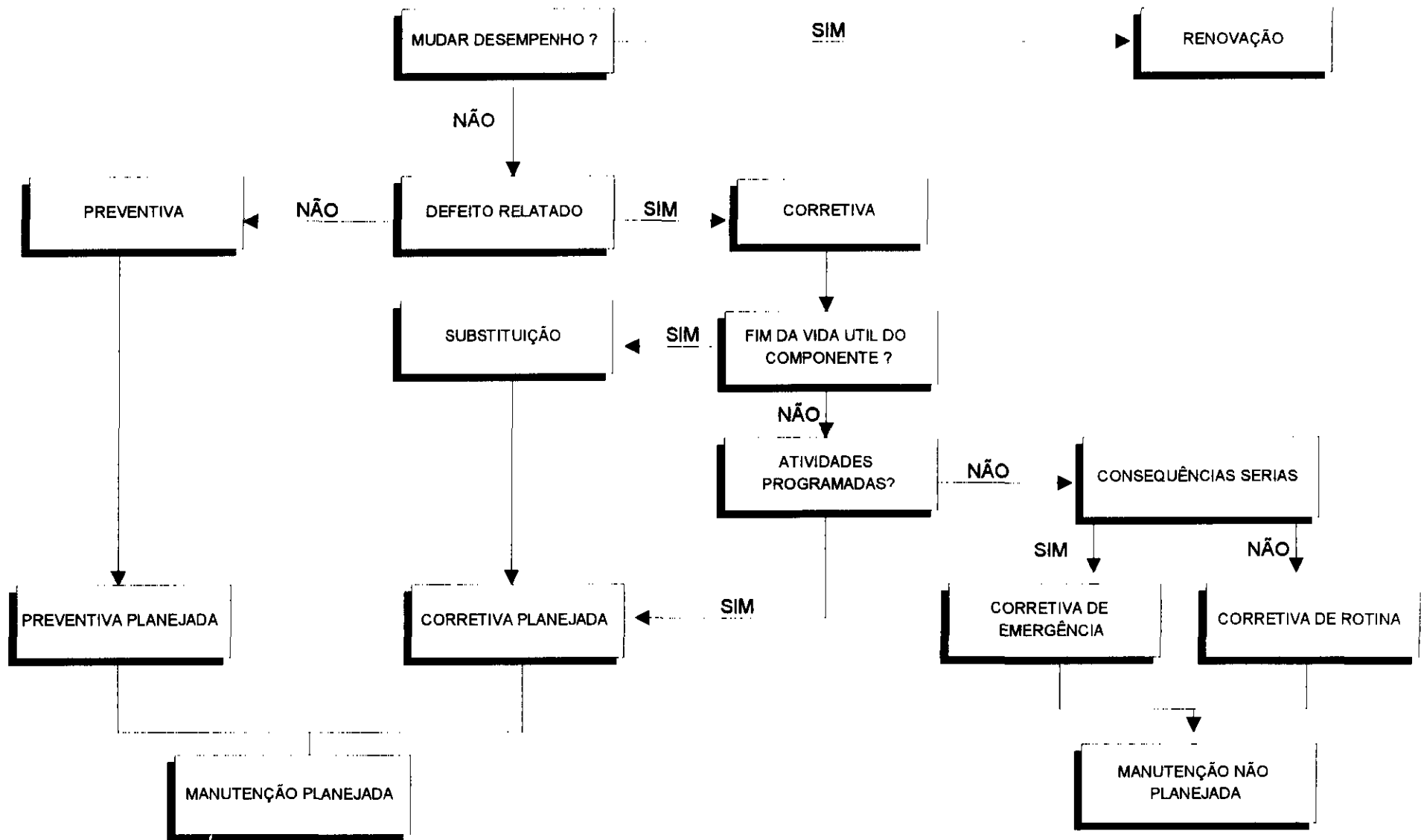
Há necessidade de descrever os procedimentos corretos dos serviços, tanto para os serviços administrativos como para os serviços técnicos Este manual de procedimentos além de facilitar a execução dos serviços por parte das equipes ou funcionários individualmente serve também para ser avaliado o desempenho do trabalho se está sendo feito corretamente, dentro da melhor técnica e mais econômico

Não vamos aqui mostrar todos os procedimentos porque não faz parte do nosso trabalho Porém dar-se-á alguns tópicos para mostrar a importância desse manual, que não deve ser teórico e sim prático

A figura 8 4 descreve sucintamente as atividades de manutenção que podem ser de caráter planejado ou não planejado, sendo que as intervenções podem ser de natureza corretiva ou preventiva Este fluxograma serve para qualquer tipo de manutenção grande ou pequeno, complexo ou simples, água ou esgoto, frota ou predial, etc

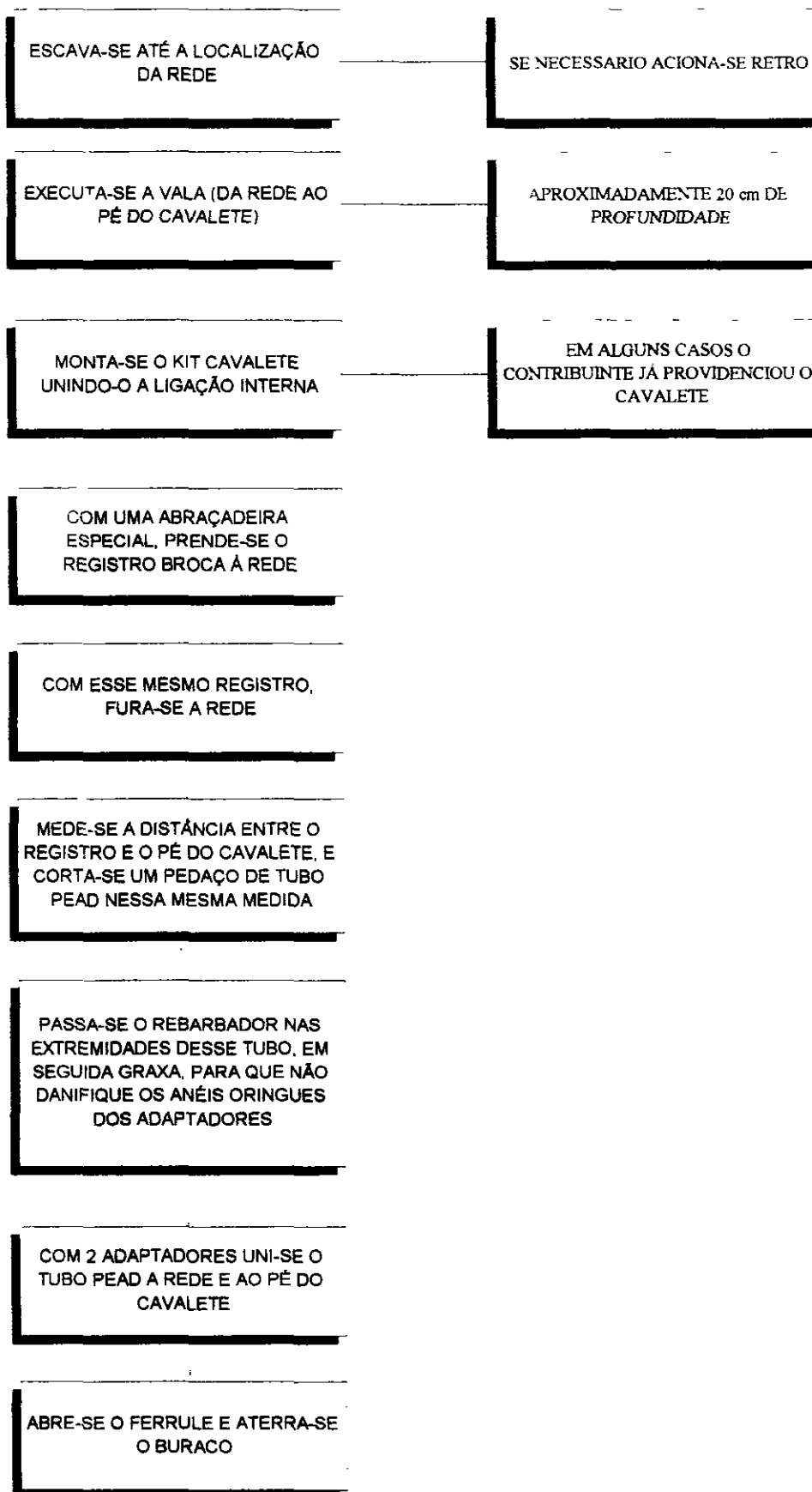
A figura 8 5 descreve passo a passo do procedimento de serviço de ligação água em rede de PVC ou PEAD É um procedimento que nunca está pronto e acabado mas varia de acordo com o equipamento utilizado pela equipe que executa esta atividade

**FIGURA 8.4**  
**FLUXOGRAMA DE MANUTENÇÃO**



000116

**FIGURA 8.5**  
**PROCEDIMENTOS DE SERVIÇO**  
**LIGAÇÃO DE ÁGUA EM REDE DE PVC OU PEAD**



000117

## 8.8 - CONTABILIDADE E ORÇAMENTO

O orçamento é um dos mais importantes instrumentos que dispõe a administração de um serviço de água. para ter a sua disposição um permanente controle de todas as atividades da organização. os responsáveis pelos serviços de água deve elaborar seu próprio manual com o objetivo de facilitar a tarefa de orçar e projetar as atividades de todos os setores funcionais da empresa, demonstrando os vários tipos de orçamento

Naturalmente, sem cair em detalhes, os diferentes tipos de orçamento empresarial são

- a) Orçamento de Vendas, também chamado de Orçamento de Receita,
- b) Orçamento de Operações. também chamado Orçamento de Produção,
- c) Orçamento de Compras,
- d) Orçamento Financeiro,
- e) Orçamento de Investimentos

O orçamento financeiro, é elaborado levando em consideração o Orçamento de Vendas e o Orçamento de Operações, que por sua vez é o principal indicador para o Orçamento de Compras

Cada tipo de orçamento deve ser elaborado separadamente devendo porém basear-se sempre em conhecimento prévio dos itens principais de um ou vários dos demais orçamentos. Portanto o relacionamento e cooperação se tornam urgentes e indispensáveis

No estado do Ceará um serviço de água desse porte do projeto, excetoando o Orçamento de Investimento, tem uma Receita Anual equivalente a 45,00 reais por ligação. E a Despesa Anual equivalente a 43,00 reais por ligação. Podemos dizer que há um empate técnico entre Receita e Despesa, não sobrando nada para o Orçamento de Investimento. Ao contrário do que se propaga, empresa desse porte tem que ser muito bem gerenciada para

não acarretar prejuízo, pois quem acaba pagando é a população, com falta de mão-de-obra adequada, falta de equipamentos, falta de materiais, etc

Ao mesmo tempo verifica-se que a população tem uma renda per capita pequena uma das menores do mundo não podendo arcar com um aumento de tarifa para poder elevar a receita. sugerimos que o Sistema Único de Saúde possa bancar o serviço de água, ou o que seria mais correto o Orçamento de Investimento

## **8.9 - REGISTROS E RELATÓRIOS**

Os registros das atividades ou dos fatos pertinentes, são mantidos pelas divisões da entidade, para as necessidades históricas, para mostrar ou conduzir à melhoria nos processos operacionais, como evidência nas ações legais, seja como quarelante. seja como defensor, para finalidades financeiras, e como base para relatórios mais circunstanciados. É comum na maioria das empresas, um relatório anual da entidade apresentando ao seu órgão controlador, tal como o Prefeito ou o Conselho, no caso de propriedade pública, ou aos acionistas, para os de propriedade privada

O relatório anual representa propriamente um registro das transações do ano. Deve ser fácil de ler, objetivo, informativo e compreensível. Os dados estatísticos são necessários devendo, porém, serem limitados em quantidades pelas exigências de leitura agradável. O tipo de informação dado num ano pode ser continuado indefinidamente ou até a obsolência, para permitir comparações entre os resultados anuais. Um sumário de sugestões para um relatório anual, feito pela American Water Work Association, inclui

- 1 Resultados financeiros das operações,
- 2 Um sumário que inclua
  - a) população média servida,
  - b) serviços operantes,

- c) serviços operantes,
  - d) consumo diário, pela cidade e per capita,
  - e) volume da água vendida,
  - f) demanda diária máxima,
- 3 Repetição dos dados anuais relativos aos últimos 5 anos, pelo menos,
  - 4 Descrição de capacidade das obras, tais como, manancial, casas de bombas e estações de tratamento, mostrados graficamente e fotograficamente,
  - 5 Sumário relativo à capacidade e tamanho do sistema,
  - 6 Registro dos melhoramentos, ampliações e mudanças,
  - 7 Custos, situação financeira e plano de recolhimento das ações,
  - 8 Elaboração, Produção e Edição em vídeo das ações do serviço de água

A seguir coloca-se como sugestão de relatório. Relatório Técnico, Relatório de Sistema de Faturamento e Cobrança, Indicadores Econômicos e Indicadores Técnicos, e outros que poderão ser utilizados após ser adaptados pelo serviço de água



<b>SERVIÇO MUNICIPAL DE AGUA, ESGOTO E RESÍDUO SÓLIDO</b>	<b>RELATÓRIO TÉCNICO MENSAL</b>
---	---------------------------------

2/11

MUNICÍPIO	LOCALIDADE	UF	MÊS	ANO
-----------	------------	----	-----	-----

**1 - AGUA**

1 - MOVIMENTO DE LIGAÇÕES					
EXISTENTES	EM FUNCIONAMENTO	Nº ATUAL CORTADAS	CORTADAS NO MÊS	RELIGAÇÕES NO MÊS	NOVAS NO MÊS

2 - Nº DE ECONOMIAS				
DOMICILIARES	COMERCIAIS	INDUSTRIAIS	OUTROS	TOTAL

3 - VOLUME EM m3				
ADUZIDO	TRATADO	FORNECIDO	MEDIDO REDE	FATURADO

4 - HIDRÔMETROS			
INSTALADOS	FUNCIONANDO	SUBSTITUÍDOS	LIDOS
EM CONDIÇÕES DE INST	INSTALADOS NO MÊS	AGUARDANDO REPAROS	REPARADOS NO MÊS

5 - COMODIDADES		
TORNEIRAS PÚBLICAS	LAVANDERIAS PÚBLICAS	BANHEIROS PÚBLICOS
QUANTIDADE	QUANTIDADE	QUANTIDADE
CONSUMO(m3)	CONSUMO(m3)	CONSUMO(m3)

6 - RECALQUE					
RECALQUE	LOCALIZAÇÃO	FUNCIONAMENTO DAS ELEVATÓRIAS		VAZÃO m3/h	VOL. ADUZIDO m3
		Nº CONJUNTO	HORAS/MÊS		
CONDIÇÕES DE FUNCIONAMENTO					
ENERGIA ELÉTRICA (KW - hora)		CONSUMO COMBUSTÍVEL (litros)		LUBRIFICANTES (litros)	

7 - ETA		
TIPO	QUALIDADE DA AGUA BRUTA	QUALIDADE DA AGUA TRATADA

8 - REDE DE DISTRIBUIÇÃO			PREENCHIDO POR
CONST. NO MÊS (m)	EXTENSÃO ATUAL (m)	CI RESIDUAL (mg/l)	
			ENQº RESPONSÁVEL

000121

## ANEXO I

SERVIÇO MUNICIPAL DE AGUA, ESGOTO E RESIDUO SOLIDO

RELATORIO DE SISTEMA DE FATURAMENTO E COBRANÇA

2011

MUNICIPIO	LOCALIDADE	UF	MES	ANO
-----------	------------	----	-----	-----

1 - AGUA

## Histograma de Consumo

CATEGORIA DE CONSUMO	FAIXA DE CONSUMO (m3)	QUANTIDADE	VOLUME
A) DOMICILIAR	0 - 12	9 595	59 216
	13 - 20	3 683	58 931
	21 - 30	1 905	47 333
	31 - 40	697	24 248
	41 - 60	438	21 127
	61 - 9999	259	51 000
B) COMERCIAL	0 - 20	532	3 737
	21 - 9999	192	12 953
INDUSTRIAL	0 - 40	14	260
	41 - 9999	19	22 166
D) PUBLICA	0 - 20	78	578
	21 - 9999	186	37 426

## Volume

Total Medido	Total Taxado	Total Geral Faturado
335 480	3 495	338 975

000122

SERVIÇO MUNICIPAL DE AGUA, ESGOTO E RESIDUO SOLIDO

RELATORIO INDICADORES ECONÔMICOS

2011

MUNICIPIO	LOCALIDADE	UF	MÊS	ANO
-----------	------------	----	-----	-----

NUMEROS DE LIGAÇÕES		
AGUA	ESGOTO	TOTAL

DADOS ADMINISTRATIVOS DO SAAE			
NUMEROS DE EMPREGADOS			
ADMINISTRATIVO	OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DE AGUA	OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DE ESGOTO	TOTAL

RELAÇÃO DOS VEICULOS E EQUIPAMENTOS DO SAAE			
ADMINISTRATIVO	OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DE AGUA	OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DE ESGOTO	TOTAL

## RECEITA

Tarifa Mínima		Receta de Tarifa		Receta Total de Tarifa		Receta de Tarifa de Água e Esgoto Faturada (R\$)	
Água	Esgoto	Mínima Água	Mínima Esgoto	Água Faturada	Esgoto Faturada		
R\$	R\$	R\$	R\$	R\$	R\$		

## DESPESAS ADMINISTRATIVAS

MATERIAL DE CONSUMO	SERVIÇOS DE TERCEIROS	DESPESAS DIVERSAS	TOTAL
R\$	R\$	R\$	R\$

## DESPESAS OPERACIONAIS E DE MANUTENÇÃO DE ÁGUA

MATERIAL DE CONSUMO	SERVIÇOS DE TERCEIROS	DESPESAS DIVERSAS	TOTAL
R\$	R\$	R\$	R\$

## DESPESAS OPERACIONAIS E DE MANUTENÇÃO DE ESGOTO

MATERIAL DE CONSUMO	SERVIÇOS DE TERCEIROS	DESPESAS DIVERSAS	TOTAL
R\$	R\$	R\$	R\$

## SERVIÇO MUNICIPAL DE AGUA, ESGOTO E RESIDUO SOLIDO

## RELATORIO INDICADORES DO SAAE

114

MUNICIPIO	LOCALIDADE	UF	MES	ANO
-----------	------------	----	-----	-----

## GERAIS

POPULACAO MUNICIPIO	POPULACAO URBANA	Nº DE PREDIOS DOMICILIARES	Nº DE HABIT POR PREDIO	Nº DE PREDIOS COMERCIAIS	Nº DE PREDIOS INDUSTRIAIS	Nº DE PREDIOS PUBLICOS	Nº TOTAIS DE PREDIOS
------------------------	---------------------	-------------------------------	---------------------------	-----------------------------	------------------------------	---------------------------	-------------------------

Nº DE PREDIOS LIGADOS A REDE DE AGUA	POPULACAO ABASTECIDA	ECONOMIAS SERVIDAS	LIGAÇÕES EXISTENTES	LIGAÇÕES ATIVAS	LIGAÇÕES FACTÍVEIS	LIGAÇÕES CORTADAS NO PERÍODO	LIGAÇÕES CORTADAS NO PERÍODO	RELIQAÇÕES NO PERÍODO	LIGAÇÕES NOVAS NO MES
--	-------------------------	-----------------------	------------------------	--------------------	-----------------------	------------------------------------	---------------------------------------	-----------------------------	-----------------------------

HDROMETROS INSTALADOS	HIDRÔMETROS FUNCIONANDO	HIDRÔMETROS LIDOS	HIDRÔMETROS AGUARDANDO REPAROS	HIDRÔMETROS REPARADOS	HIDRÔMETROS NOVOS
--------------------------	----------------------------	----------------------	--------------------------------------	--------------------------	----------------------

000123

6/11

## AGUA TRATADA

CAPACIDADE MAXIMA DE PRODUÇÃO (m3)	VOLUME PRODUZIDO m3	VOLUME MEDIDO m3	VOLUME FATURADO m3	VOLUME DE PERDAS m3	VOLUME NECES P/ ABASTECER TODA POP (m3)

## EXTENSÃO DE REDE DE DISTRIBUIÇÃO

DN 40	DN 50	DN 75	DN 100	DN 150	DN 200	DN 250	DN OUTROS	TOTAL

## CONSUMO DOS PRODUTOS QUÍMICOS DA ETA

SULFATO DE ALUMINIO	CLORAÇÃO	FLÚOR SILICATO DE SÓDIO	CAL HIDRATADO



## ANEXO IV

SERVIÇO MUNICIPAL DE ÁGUA, ESGOTO E RESÍDUO SÓLIDO		RECLAMAÇÕES RECEBIDAS		
MUNICÍPIO	LOCALIDADE	UF	MES	ANO

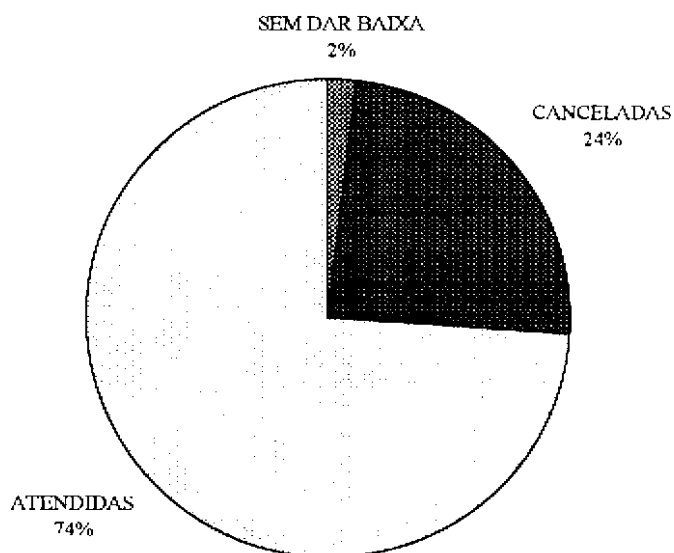
RECLAMAÇÕES RECEBIDAS PELO GMD  
mês/ano

ATENDIDAS	180
CANCELADAS	60
SEM DAR BAIXA	5
<b>TOTAL</b>	<b>245</b>

## MOTIVO DOS CANCELAMENTOS

ENDEREÇOS NÃO LOCALIZADOS	4
NADA CONSTA	14
ORDENS DE SERVIÇOS REPETIDAS	22
CASA FECHADA	8
SERVIÇO INTERNO	6
PERTENCENTES A OUTRO	6
<b>TOTAL</b>	<b>60</b>

Reclamações Recebidas (Gráfico)  
mês/ano



60/1/28

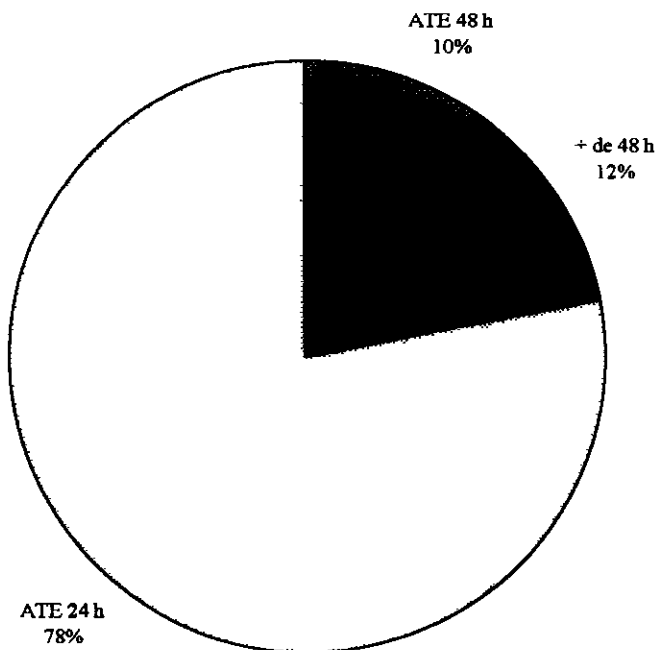


ANEXO V

SERVIÇO MUNICIPAL DE AGUA, ESGOTO E RESIDUO SOLIDO		MANUTENÇÃO DE AGUA TEMPO DE ATENDIMENTO		
MUNICIPIO	LOCALIDADE	UF	MES	ANO

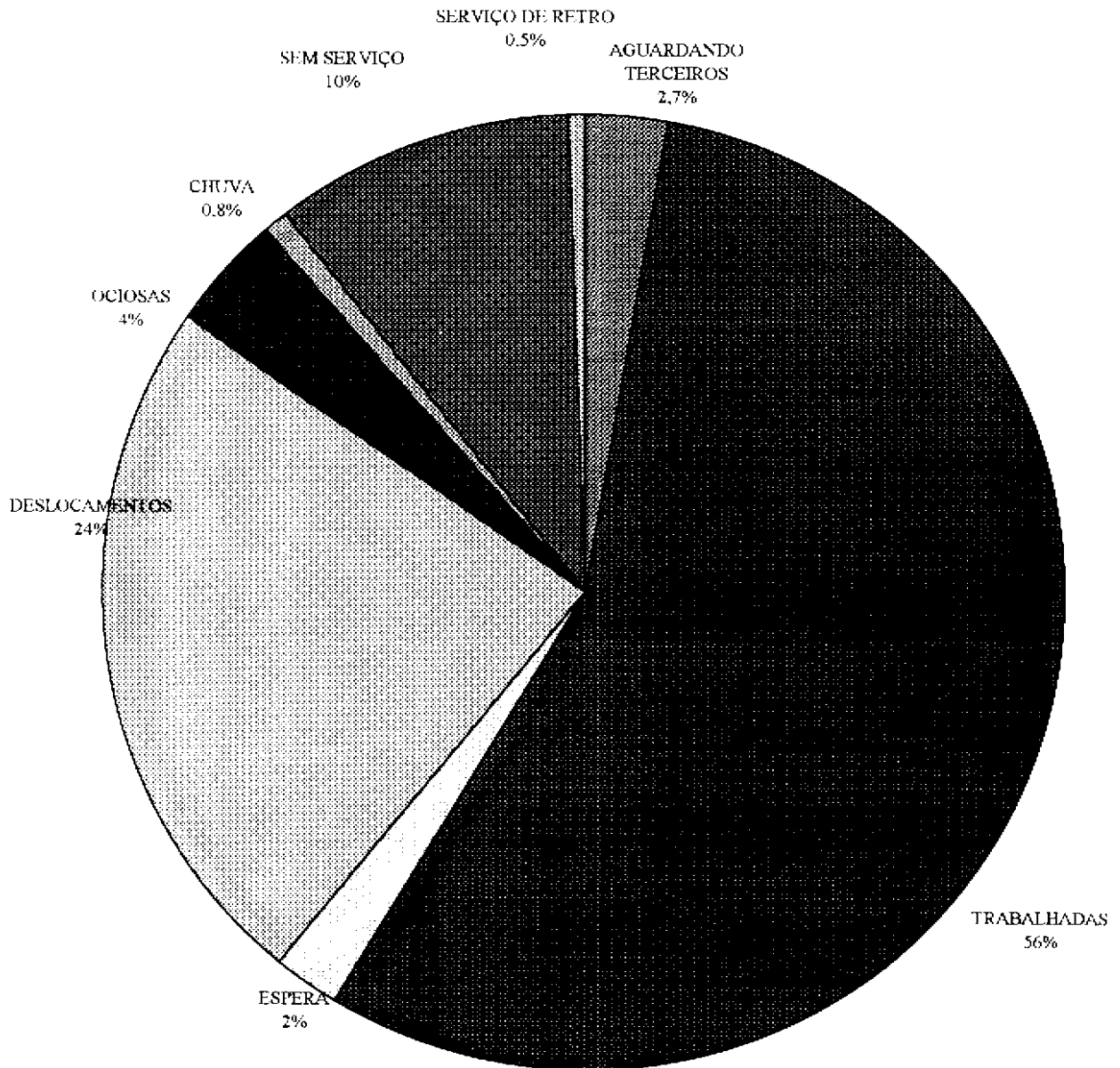
MANUTENÇÃO DE ÁGUA  
 mês/ano  
 tempo para  
 atendimento

HORAS	QUANTIDADE
1	9
2	8
3	7
4	5
5	4
6	4
7	2
8	2
15	6
24	30
48	10
+ de 48	12
<b>TOTAL</b>	<b>99</b>



000129

SERVIÇO MUNICIPAL DE ÁGUA, ESGOTO E RESÍDUO SÓLIDO		MANUTENÇÃO DE ÁGUA MÉDIA DE PRODUTIVIDADE		
MUNICÍPIO	LOCALIDADE	UF	MES	ANO



000150

## ANEXO VII

SERVIÇO MUNICIPAL DE ÁGUA, ESGOTO E RESÍDUO SÓLIDO		TEMPO DE ATENDIMENTO		
MUNICÍPIO	LOCALIDADE	UF	MÊS	ANO
<b>SERVIÇO</b>	<b>OBJETIVO DE ATENDIMENTO</b>	<b>OBJETIVO ALCANÇADO</b>		
REPARO DE REDE D'AGUA	95% EM 24 HORAS			
LIGAÇÕES NOVAS DE AGUA	100% EM 5 DIAS			
SERVIÇOS DE PEDREIROS	90% EM 48 HORAS			
ATERRO	100% EM 21 HORAS			
RETRADA	100% EM 24 HORAS			
REPARO DE CAVALETE	95% EM 24 HORAS			
REPARO DE LIGAÇÃO	95% EM 24 HORAS			
FECHAMENTO	100% EM 24 HORAS			
REABERTURA	100% EM 24 HORAS			

000131

## 9. - BIBLIOGRAFIA UTILIZADA

---

## 9. - BIBLIOGRAFIA UTILIZADA

- AZEVEDO NETO. José Maria de - Manual de Hidráulica São Paulo, Edgard Blucher. 1961
- BERNADO. Luiz Di - Métodos e Técnicas de Tratamento De Água, volume I e II, Rio de Janeiro. ABES, 1993
- CHAUDHRY, M Hanif- Applied Hydraulics Transientes Van Nostrand Renhold Company, New York, 1987
- DACACH. Nelson Gandur - Sistemas Urbanos de Água Rio de Janeiro, Livros técnicos e científicos Editora S A , 1979
- LENCARTRE, Armando- Hidráulica Geral Lisboa, Hidroprojeto. 1983
- ABNT- Coletânea de Projeto de Normas de Abastecimento de Água- P-NB-587, P-NB-588, P-NB-589, P-NB-590, P-NB-591, P-NB-592, P-NB-593, P-NB-594- ABNT e CETESB, 1977
- BABBIT, M S H E e outros - Abastecimento de Água Rio de Janeiro Editora Edgar Blucher, 1967
- MASCARENHAS, Lino - Manutenção Racionalizada (3 Vols) São Paulo SEMASA 1994 (não publicado)